

관 리 번 호

사 본 번 호

고속도로 제32호선
옥 산 ~ 오 창 고속 도로 민 간 투 자 사 업
구 조 계 산 서 (XII)
(준 공)

2018. 01



국 토 교 통 부

Ministry of Land, Infrastructure and Transport

목 차

- 제 I 권 -

1. 옥산 JCT Ramp-A교

- 상부 구조 3
- 시점 교대 701
- 종점 교대 761
- 교각 P1 839
- 교각 P2 937
- 내진해석 1105

2. 옥산 JCT Ramp-C교

- 상부 구조 1133

- 제 II 권 -

2. 옥산 JCT Ramp-C교

- 시점 교대 3
- 종점 교대 83
- 교각 P1 189
- 교각 P2 345
- 교각 P3 499
- 내진해석 585

3. 옥산 JCT Ramp-D교

- 상부 구조 611
- 시점 교대 1159
- 종점 교대 1239
- 교각 P1 1345
- 교각 P2 1497
- 내진해석 1581

- 제 III 권 -

4. 병천천교

- 상부 구조(옥산방향) 3
- 상부 구조(오창방향) 585
- 시점 교대(옥산방향) 1187
- 종점 교대(옥산방향) 1267
- 시점 교대(오창방향) 1327
- 종점 교대(오창방향) 1405

- 제 IV 권 -

4. 병천천교

- 교각 P1(옥산방향) 3
- 교각 P2(옥산방향) 181
- 교각 P3(옥산방향) 357

• 교각 P4(옥산방향)	535
• 교각 P1(오창방향)	699
• 교각 P2(오창방향)	887
• 교각 P3(오창방향)	1063
• 교각 P4(오창방향)	1231
• 내진해석(옥산방향)	1397
• 내진해석(오창방향)	1433

- 제 V 권 -

5. 상장남교

• 상부 구조(옥산방향)	3
• 상부 구조(오창방향)	233
• 시점 교대(옥산방향)	473
• 종점 교대(옥산방향)	527
• 시점 교대(오창방향)	625
• 종점 교대(오창방향)	679
• 교각 P1(옥산방향)	777
• 교각 P1(오창방향)	937
• 내진해석(옥산방향)	1105
• 내진해석(오창방향)	1129

6. 용두천교

• 상부 구조	1157

• 시점 교대	1331
• 종점 교대	1411
• 교각 P1	1491
• 교각 P2	1803
• 내진해석	2129

- 제 VI 권 -

7. 백현교

• 상부 구조	3
• 시점 교대	115
• 종점 교대	197

8. 호족1교

• 라멘 계산서(옥산방향)	305
• 라멘 계산서(오창방향)	529

9. 호족2교

• 상부 구조(옥산방향)	753
• 상부 구조(오창방향)	877
• 시점 교대(옥산방향)	999
• 종점 교대(옥산방향)	1105
• 시점 교대(오창방향)	1211
• 종점 교대(오창방향)	1315

10. 성산교

• 상부 구조	1431
• 시점 교대	1563
• 종점 교대	1627

- 제 VII 권 -

11. 양청교

• 상부 구조	3
• 시점 교대	319
• 종점 교대	381

12. 양지교

• 라멘 계산서(옥산방향)	491
• 라멘 계산서(오창방향)	673

13. 산수교

• 상부 구조(옥산방향)	857
• 상부 구조(오창방향)	1155

- 제 VIII 권 -

13. 산수교

• 시점 교대(옥산방향)	3
• 종점 교대(옥산방향)	99
• 시점 교대(오창방향)	163

• 종점 교대(오창방향)	259
• 교각 P1(옥산방향)	325
• 교각 P2(옥산방향)	441
• 교각 P3(옥산방향)	555
• 교각 P1(오창방향)	669
• 교각 P2(오창방향)	787
• 교각 P3(오창방향)	901
• 내진 해석	1019

14. 복현1교

• 상부 구조	1069
• 시점 교대	1295
• 종점 교대	1417
• 교각 P1	1543
• 교각 P2	1717
• 내진해석	1877

- 제 IX 권 -

15. 복현2교

• 상부 구조	3
• 시점 교대	115
• 종점 교대	243

16. 복현3교

• 상부 구조	367
• 시점 교대	615
• 종점 교대	735
• 교각 P1	861
• 내진해석	1217

17. 서오창 IC Ramp-A1교

• 상부 구조	1243
• 시점 교대	1355
• 종점 교대	1435

18. 서오창 IC Ramp-A2교

• 상부 구조	1543
• 시점 교대	1649
• 종점 교대	1753

- 제 X 권 -

19. 오창JCT Ramp-A교

• 상부 구조	3
• 시점 교대	119
• 종점 교대	201
• 교각 P1	285
• 내진 해석	501

20. 오창JCT Ramp-C교

• 상부 구조	525
• 시점 교대	1531
• 종점 교대	1639

- 제 XI 권 -

20. 오창JCT Ramp-C교

• 교각 P1	3
• 교각 P2	151
• 교각 P3	251
• 내진 해석	345

21. 오창JCT Ramp-D교

• 상부 구조	369

- 제 XII 권 -

21. 오창JCT Ramp-D교

• 시점 교대	3
• 종점 교대	109
• 교각 P1	189
• 교각 P2	345
• 교각 P3	439
• 교각 P4	539
• 교각 P5	637

• 교각 P6	797
• 교각 P7	961
• 교각 P8	1123
• 교각 P9	1281
• 내진 해석	1435

- 제 XIII 권 -

22. 부대공

• 가시설 계산서	3
• 배수 계산서	1475
• 보강토 옹벽 계산서	1573
• L형 옹벽 계산서	1873
• 수리 계산서	1939
• 방음벽 계산서	1983

21. 오창 JCT Ramp-D교

시점 교대

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) 뒷채움 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)	1586	640.482	0.K
	허용인발력 (kN/EA)	184.3	-	0.K
	휨응력 (MPa)	140	86.668	0.K
	전단응력 (MPa)	80	8.777	0.K
	수평변위 (mm)	15	8.055	0.K
지진시	허용지지력 (kN/EA)	2379	677.891	0.K
	허용인발력 (kN/EA)	276.5	-	0.K
	휨응력 (MPa)	210	90.616	0.K
	전단응력 (MPa)	120	12.37	0.K
	수평변위 (mm)	15	6.397	0.K

단면 휨 설계

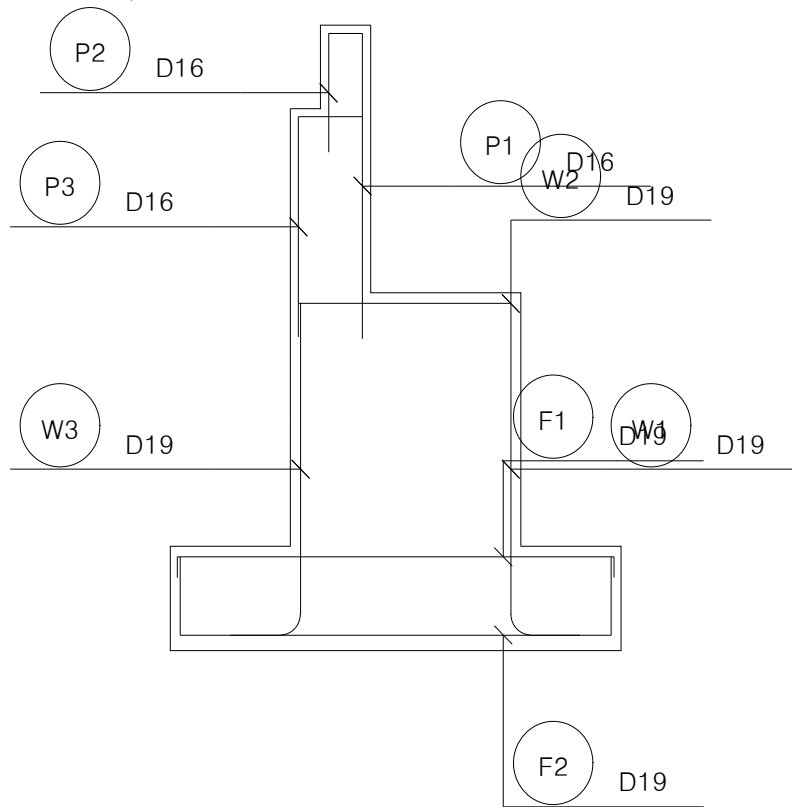
단면위치		깊이	dc	Req. As	사용철근량	Mu	ΦMn	안전도	비고
		H(mm)	(mm)	(mm ²)	(mm ²)	(kN.m)	(kN.m)		
전면저판		1000	150	892.999	2292	192.062	486.941	2.535	0.K
후면저판		1000	100	367.163	2292	84.011	516.164	6.144	0.K
벽체 : H=5.030		2300	100	613.727	2292	343.595	1275.962	3.714	0.K
홍벽		800	80	735.298	1588.8	133.987	286.971	2.142	0.K
좌측날개벽	D(T=620 mm)	620	80	366.105	2292	50.161	305.759	6.096	0.K
	A(T=620 mm)	620	80	969.382	2292	131.722	305.759	2.321	0.K
	B(T=620 mm)	620	80	369.231	2292	50.587	305.759	6.044	0.K
	C(T=620 mm)	620	80	546.412	2292	74.681	305.759	4.094	0.K
우측날개벽	D(T=450 mm)	450	80	537.551	2292	50.176	206.4	4.114	0.K
	A(T=450 mm)	450	80	1453.39	2292	133.167	206.4	1.55	0.K
	B(T=450 mm)	450	80	452.689	2292	42.327	206.4	4.876	0.K
	C(T=450 mm)	450	80	697.882	2292	64.932	206.4	3.179	0.K

사용성 검토

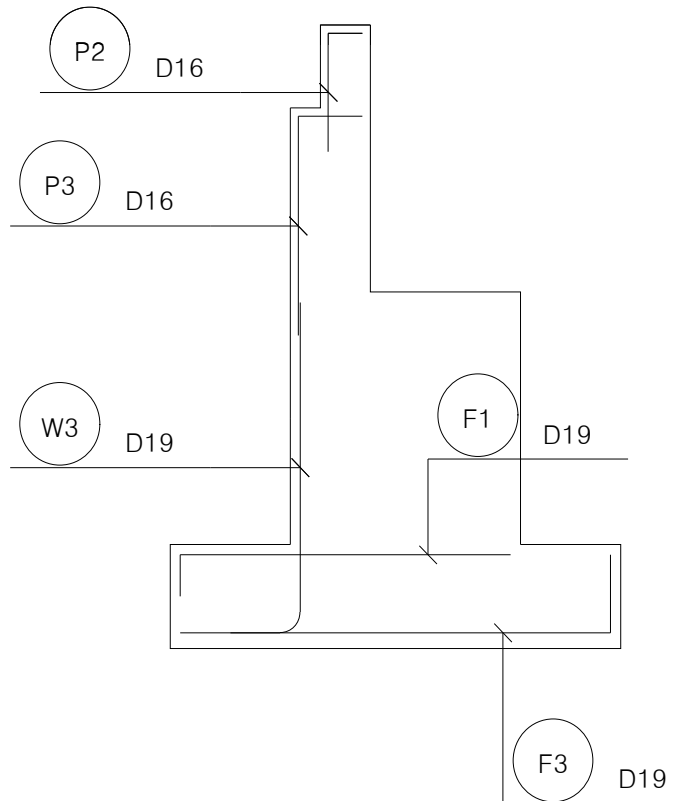
구 분		인장응력 (fs)	허용응력 (f _{sa})	철근간격 (S)	최대간격 (S _q)	비 고
전면저판		73.172	150	125	724.98	0.K
후면저판		25.168	150	125	2503.133	0.K
벽체 : H=5.030		27.9	150	125	2258.045	0.K
홍벽		72.806	150	125	865.313	0.K
좌측날개벽	D(T=620 mm)	25.689	150	125	2452.444	0.K
	A(T=620 mm)	67.458	150	125	933.92	0.K
	B(T=620 mm)	25.907	150	125	2431.782	0.K
	C(T=620 mm)	38.246	150	125	1647.241	0.K
우측날개벽	D(T=450 mm)	38.028	150	125	1656.685	0.K
	A(T=450 mm)	100.925	150	125	604.03	0.K
	B(T=450 mm)	32.079	150	125	1963.905	0.K
	C(T=450 mm)	49.211	150	125	1280.202	0.K

주철근 조립도

- ① Cycle (CTC = 250)

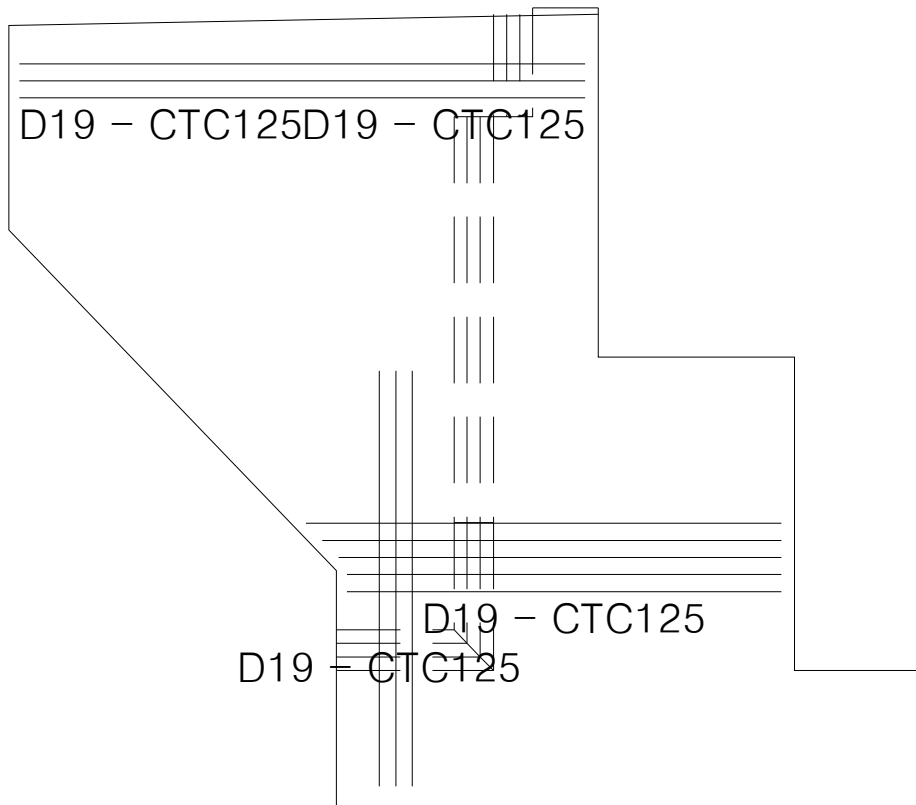


- ② Cycle (CTC = 250)

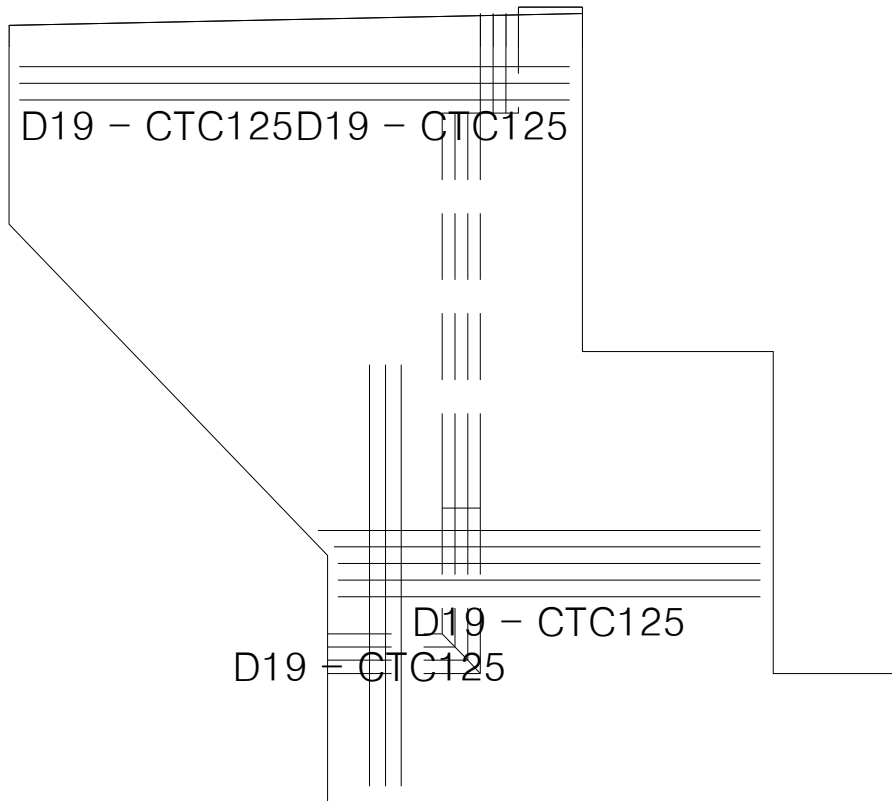


■ 주철근 조립도

- 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 = 9.170 M
(5) 교 대 총높이	: H = 6.030 M
(6) 기 초 형 식	: 말뚝기초
(7) SKEW	: 90.000 °

2) 하 중

(1) 철근콘크리트의 단위중량	: $\gamma_c = 25.000 \text{ kN/m}^3$	[도로교 설계기준 2.1.2]
(2) 뒤탈움재의 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	: $R_d = 377.118 \text{ kN/m}$	
(6) 상부 활하중 반력	: $R_l = 131.581 \text{ kN/m}$	
(7) 교량받침 마찰계수	: $f_s = 0.050$	

3) 지 반 조 건

(1) 뒤탈움재의 내부마찰각	: $\phi_1 = 35.000^\circ$	
(2) 기초지반의 N치	: $N = 31.000$	
(3) 기초지반의 내부마찰각	: $\phi_2 = 36.564^\circ \{ \phi_2 = 15 + \sqrt{15N} \}$	
(4) 기초지반의 점착력	: $C = 0.000 \text{ kN/m}^2$	
(5) 기초지반의 마찰계수	: $\mu = 0.453$; $\text{TAN}(\frac{2}{3} \cdot \phi_2)$: 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]

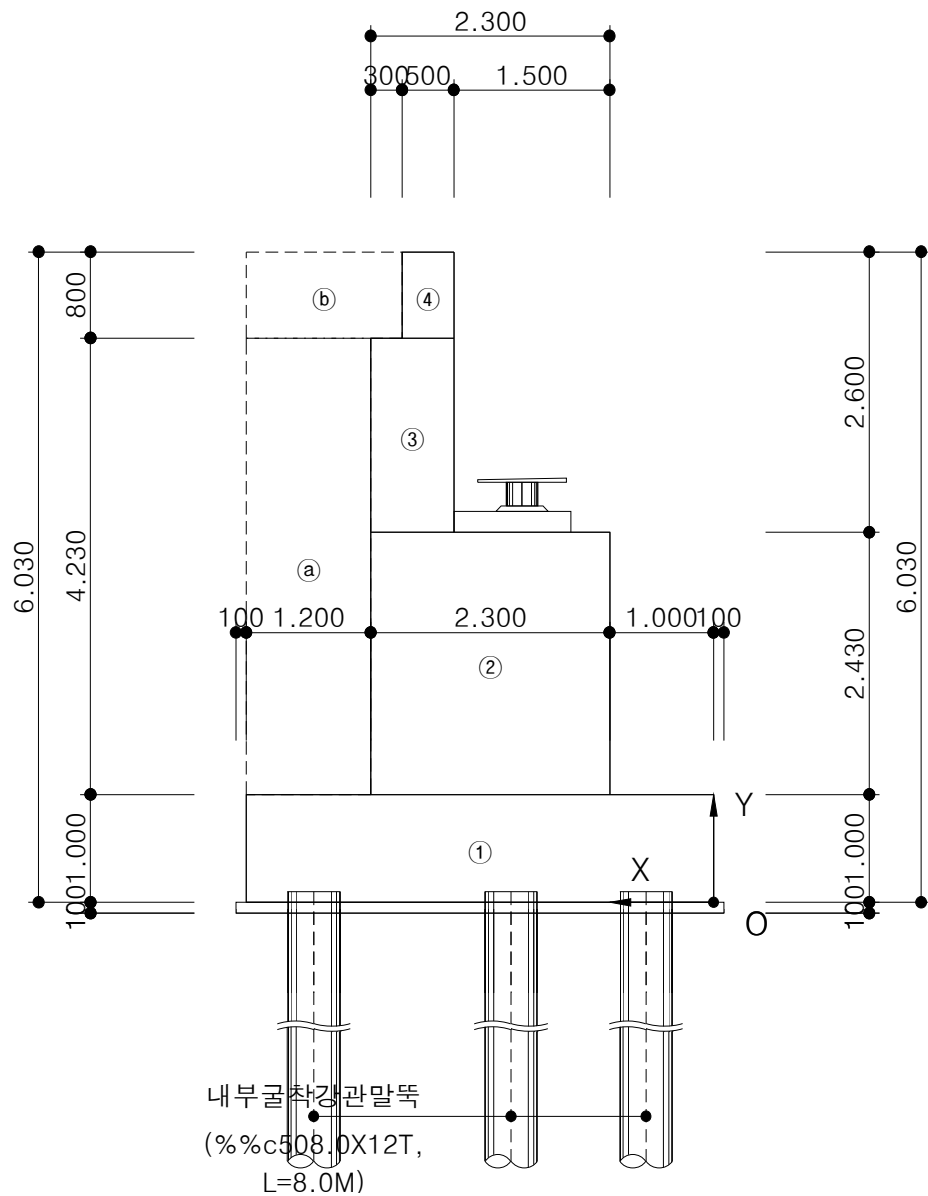
5) 설 계 방 법

(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	계
고정하중	837.568	831.589	849.434	939.577	3458.168
활하중	353.261	342.776	296.647	213.914	1206.598

※ 지진하중 집계표 (단위 : kN)

구 분	1	2	3	4	계
교축방향	94.761	95.229	95.766	96.456	382.212
직각방향	116.430	115.868	114.995	113.860	461.153

3. 하 중 계 산

1) 자중 및 관성력 (원점 0을 기준으로)

① 개별하중 산정

(단위 : m당)

구분	번호	체적(Ai)	단위중량(γ)	수직력(Vi)	수평력(Hi)
		m ³	kN/m ³	kN	kN
교대구체	①	4.500 × 1.000 = 4.500	25.000	112.500	8.662
	②	2.300 × 2.430 = 5.589	25.000	139.730	10.759
	③	0.800 × 1.800 = 1.440	25.000	35.992	2.771
	④	0.500 × 0.800 = 0.400	25.000	10.000	0.770
	소 계	= 11.929		298.222	22.963
뒷채움재	㉠	1.200 × 4.230 = 5.076	20.000	101.513	7.816
	㉡	1.500 × 0.800 = 1.200	20.000	24.000	1.848
	소 계	= 6.276		125.513	9.664
총 계				423.735	32.628

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	Mx i	My i
		Xi (m)	Yi (m)	kN.m	kN.m
교대구체	①	2.250	0.500	253.125	4.331
	②	2.150	2.215	300.420	23.832
	③	2.900	4.330	104.377	12.000
	④	2.750	5.630	27.500	4.335
	소 계			685.422	44.498
뒷채움재	㉠	3.900	3.115	395.899	24.347
	㉡	3.750	5.630	90.000	10.404
	소 계			485.899	34.751
총 계				1171.321	79.249

③ 합력의 작용위치 산정

- 교대구체 : $X = 685.422 / 298.222 = 2.298 \text{ m}$
 $Y = 44.498 / 22.963 = 1.938 \text{ m}$
- 뒷채움재 : $X = 485.899 / 125.513 = 3.871 \text{ m}$
 $Y = 34.751 / 9.664 = 3.596 \text{ m}$

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)

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

- 지진시 주동토압계수 (Mononobe - Okabe)

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

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 교량받침 마찰력에 의한 수평력

$$\begin{aligned} P_h &= R_d \times \mu_s \times \sin \theta \quad (\mu_s = \text{가동받침의 마찰계수}) \\ &= 377.118 \times 0.050 \times \sin 90.0 \\ &= 18.856 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

③ 가동단 하부구조에 작용하는 지진시 수평력

- 하부구조에 작용하는 지진시 수평력

$$\begin{aligned} F_1 &= F_{m1} + F_{m2} \\ F_{m1} &= R_d \times K_h \times \cos^2 \theta \\ F_{m2} &= R_d \times K_h \times \sin^2 \theta \quad (K_h \times \sin \theta \leq \mu_s \text{ 일 때}) \\ &\quad R_d \times \mu_s \times \sin \theta \quad (K_h \times \sin \theta > \mu_s \text{ 일 때}) \\ F_1 &= 377.118 \times 0.185 \times \cos^2 90.0 + 377.118 \times 0.050 \times \sin 90.0 \\ &= 18.856 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

- 교량받침에 작용하는 지진시 수평력

$$\begin{aligned} F_2 &= 50.289 \times \cos 90.0 + 41.681 \times \sin 90.0 \\ &= 41.681 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$F_1 \leq F_2$ 이므로, 가동단 하부구조에 작용하는 지진시 수평력은

$$F_m = 41.681 \text{ kN/m}$$

K_h : 설계수평진도 = $0.154 \times 1.200 = 0.185$ (가속도계수 $\times$ 지반계수)

R_d : 생각하고 있는 하부구조에 작용하는 지진시의 상부로 부터의 연직반력 (kN)

μ_s : 가동받침의 마찰계수

4) 뒤편 지표면의 상재하중

① 상재하중에 의한 수직력

$$P_1 = 10.000 \times 1.500 = 15.000 \text{ kN}$$

② 상재하중에 의한 수평력

- 안정검토시 수평토압 ($H = 6.030 \text{ m}$)

$$\begin{aligned} P_{a1} &= K_a \times q \times H \times \cos(\delta + \beta) \\ &= 0.271 \times 10.000 \times 6.030 \times \cos 0.000 \\ &= 16.340 \text{ kN} \\ y &= H / 2 = 3.015 \text{ m} : \text{작용중심높이} \end{aligned}$$

- 단면검토시 수평토압 ($H = 5.030 \text{ m}$)

$$\begin{aligned} P_{a2} &= K_a \times q \times H \times \cos(\delta + \beta) \\ &= 0.251 \times 10.000 \times 5.030 \times \cos 11.667 \\ &= 12.364 \text{ kN} \\ y &= H / 2 = 2.515 \text{ m} : \text{작용중심높이} \end{aligned}$$

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)	298.222	-	2.298	1.938	685.421	-
2. 교대구체(지진시)	298.222	22.963	2.298	1.938	685.421	44.498
3. 뒤펀재(평상시)	125.513	-	3.871	3.596	485.901	-
4. 뒤펀재(지진시)	125.513	9.664	3.871	3.596	485.901	34.749
5. 배면토압(평상시)	-	98.528	-	2.010	-	198.031
6. 배면토압(지진시)	-	114.162	-	3.015	-	344.181
7. 뒤펀 상재하중	15.000	16.340	3.750	3.015	56.250	49.263
8. 상부 고정하중반력	377.118	-	1.845	-	695.783	-
9. 상부 활하중반력	131.581	-	1.845	-	242.767	-
10. 교량받침마찰력	-	18.856	-	3.830	-	72.220
11. 상부관성력	-	41.681	-	3.830	-	159.642

② 하중조합

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	Mr (kN.m)	Mo(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압(1+3+5+7)	438.735	114.868	1227.572	247.294
COMB 2	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	438.735	114.868	1227.572	247.294
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	423.735	146.789	1171.322	423.428
COMB 4	고정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8+9)	947.434	114.868	2166.122	247.294
COMB 5	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9)	947.434	133.724	2166.122	319.514
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+8+9)	800.853	188.470	1867.105	583.070

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

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

$$e = \text{말뚝도심} (= 2.150) - \sum M / \sum V$$

$$M_c = V \times e$$

※ 말뚝도심의 계산

구 분	거 리(m)	본 수	거리 x 본수	도 심(m)
1 열	0.650	6.000	3.900	-
2 열	1.950	6.000	11.700	-
3 열	3.850	6.000	23.100	-
계	-	18.000	38.700	2.150

② 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	e(m)	Mc(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압(1+3+5+7)	4023.200	1053.340	-0.084	-337.949
COMB 2	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	4023.200	1053.340	-0.084	-337.949
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	3885.650	1346.055	0.385	1495.975
COMB 4	고정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8+9)	8687.970	1053.340	0.125	1085.996
COMB 5	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	8687.970	1226.249	0.201	1746.282
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	7343.822	1728.270	0.547	4017.071

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

각 작용력은 교대의 전폭 9.170 m)을 고려한 결과값임.

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

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

$$\beta \lambda \leq 1.0$$

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

k : kv - 직접기초인 경우, kp - 말뚝기초인 경우

kp : 환산지반반력계수 (kN/m³)

$$= 295504.673 \times 18 / (9.170 \times 4.500) = 128900.621 \text{ kN/m}^3$$

L : 확대기초의 길이 (= 9.170 m)

B : 확대기초의 폭 (= 4.500 m)

n*m : 말뚝의 개수 (= 18 본)

E : 확대기초의 탄성계수 (= 26986000.000 kN/m²)

h : 확대기초의 평균두께 (= 1.000 m)

λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

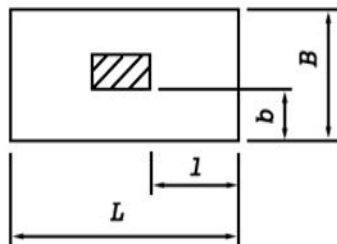
$$\beta = \sqrt[4]{[(3 \times 128900.621) / (26986000.000 \times 1.000^3)]} = 0.346 (m^{-1})$$

* 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우

$$\lambda = \max(l, b) = \max(0.000, 1.200) = 1.200$$

다만, 벽확대기초이므로 l = 0

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

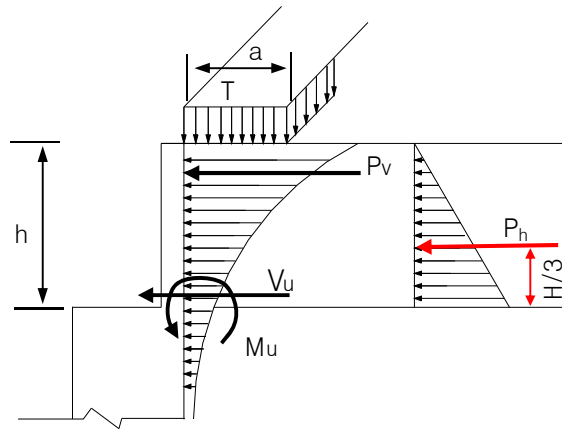


$$\beta \lambda = 0.346 \times 1.200 = 0.415 \leq 1.0, \therefore O.K$$

5. 단 면 설 계

1) 홍벽 설계

① 평상시 : 『도로교 설계기준 해설』 p73



- 윤택중에 의한 부재력

$$\begin{aligned} P_v &= 114.60 \times K_a \\ &= 114.60 \times 0.251 &= 28.765 \text{ kN} \\ M_p &= 114.60 \times K_a \times (H - 0.36) \\ &= 114.60 \times 0.251 \times (2.600 - 0.36) &= 64.421 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

- 토압에 의한 부재력

$$\begin{aligned} P_h &= 1/2 \times K_a \times r \times H^2 \times \cos \delta \\ &= 1/2 \times 0.251 \times 20.000 \times 2.600^2 \times \cos 11.667^\circ &= 16.612 \text{ kN} \\ M_e &= 1/3 \times H \times P_h \\ &= 1/3 \times 2.600 \times 16.612 &= 14.395 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

- 설계 단면력 산정

$$\begin{aligned} V_u &= 1.70 \times P_v + 1.70 \times P_h \\ &= 1.70 \times 28.765 + 1.70 \times 16.612 &= 77.140 \text{ kN} \\ M_u &= 1.70 \times M_p + 1.70 \times M_e \\ &= 1.70 \times 64.421 + 1.70 \times 14.395 &= 133.987 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

② 지진시

- 구체관성력

$$\begin{aligned} p_1 &= 1.800 \times 0.800 \times 25.000 \times 0.077 &= 2.771 \text{ kN} \\ p_2 &= 0.800 \times 0.500 \times 25.000 \times 0.077 &= 0.770 \text{ kN} \\ P_w &= 2.771 + 0.770 &= 3.541 \text{ kN} \\ M_w &= 2.771 \times 1.800/2 + 0.770 \times (1.800 + 0.800/2) &= 4.187 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

- 토압에 의한 부재력

$$\begin{aligned} P_h &= 1/2 \times K_{ae} \times r \times H^2 \times \cos \delta \\ &= 1/2 \times 0.314 \times 20.000 \times 2.600^2 \times \cos 0.000^\circ &= 21.220 \text{ kN} \\ M_e &= 1/2 \times H \times P_h \\ &= 1/2 \times 2.600 \times 21.220 &= 27.582 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

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)	298.222	-	2.298	1.938	685.421	-
2. 교대구체(지진시)	298.222	22.963	2.298	1.938	685.421	44.498
3. 뒤편옹재(평상시)	125.513	-	3.871	3.596	485.901	-
4. 뒤편옹재(지진시)	125.513	9.664	3.871	3.596	485.901	34.749
5. 배면토압(평상시)	-	98.528	-	2.010	-	198.031
6. 배면토압(지진시)	-	114.162	-	3.015	-	344.181
7. 토압의 연직분력	13.863	-	4.100	-	56.838	-
8. 뒤편옹 상재하중	15.000	16.340	3.750	3.015	56.250	49.263
9. 상부 고정하중반력	377.118	-	1.845	-	695.783	-
10. 상부 활하중반력	131.581	-	1.845	-	242.767	-
11. 교량받침마찰력	-	18.856	-	3.830	-	72.220
12. 상부관성력	-	41.681	-	3.830	-	159.642

② 하중조합

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	Mr (kN.m)	Mo(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8)	606.673	195.276	1740.281	420.400
COMB 2	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8)	593.923	195.276	1692.468	420.400
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	423.735	146.789	1171.322	423.428
COMB 4	고정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8+9+10)	1379.825	195.276	3166.748	420.400
COMB 5	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8)	1255.231	219.788	2912.583	514.286
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	800.853	188.470	1867.105	583.070

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

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

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

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

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

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

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

② 말뚝도심에서의 작용하중 계산

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

e = 말뚝도심(=2.150) - $\sum M / \sum V$; 말뚝도심의 계산은 『4. 안정검토』 참조

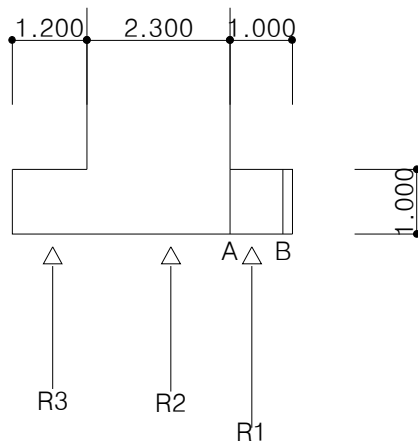
$$Mc = V \times e$$

- 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	e(m)	Mc(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8)	5563.188	1790.677	-0.026	-144.643
COMB 2	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	5446.270	1790.677	0.008	43.570
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	3885.650	1346.055	0.385	1495.975
COMB 4	고정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8+9+1	12652.997	1790.677	0.160	2024.479
COMB 5	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	11510.471	2015.460	0.239	2751.003
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	7343.822	1728.270	0.547	4017.071

註) COMB 1,2,3 : 상부하중 비재하시(가설시), COMB 4,5,6 : 상부하중 재하시
 각 작용력은 교대의 전폭(9.170 m)를 고려한 결과값임.

③ 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



$$R1 = Ru1 \times 6\text{본} / 9.170 \text{ (kN/m)}$$

$$R2 = Ru2 \times 6\text{본} / 9.170 \text{ (kN/m)}$$

$$R3 = Ru3 \times 6\text{본} / 9.170 \text{ (kN/m)}$$

구 분	Ru1	Ru2	Ru3
COMB 1	417.630	323.540	316.980
COMB 2	419.650	318.180	300.190
COMB 3	353.190	234.180	134.040
COMB 4	909.630	730.500	592.210
COMB 5	893.470	673.340	489.000
COMB 6	677.890	443.980	188.270

- 기초자중에 의한 단면력

$$Vb = 1.000 \times 0.150 \times 25.000 = 3.750 \text{ kN}$$

$$Ma = 1.000 \times 1.000 \times 25.000 \times 1.000 / 2 = 12.500 \text{ kN.m}$$

- 말뚝반력에 의한 단면력

$$Vb = 0.00$$

$$Ma = R1 \times 0.350$$

- 계수단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		설계단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	0.000	95.640	4.875	79.390
COMB 2	0.000	96.103	4.875	79.853
COMB 3	0.000	80.883	3.750	68.383
COMB 4	0.000	208.312	4.875	192.062
COMB 5	0.000	204.611	4.875	188.361
COMB 6	0.000	155.242	3.750	142.742

註) 말뚝반력산정시 하중계수가 적용되었으므로, 하중계수를 적용하지 않는다.

말뚝반력에 의한 단면력

D-고정하중, L-활하중, H-토압, E-지진하중, G-온도하중

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

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

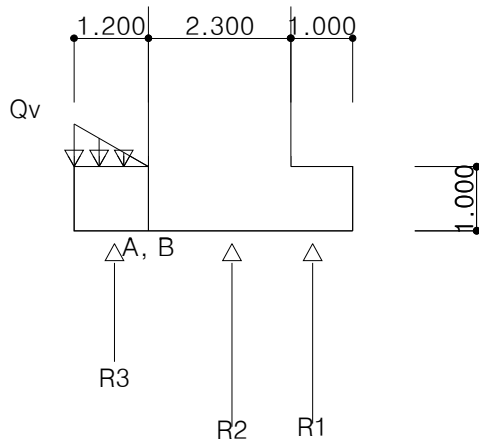
$$\text{COMB 3} = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G$$

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

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

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

④ 후면저판(뒷굽)의 단면력 계산



$$R1 = Ru1 \times 6\text{본} / 9.170 \text{ (kN/m)}$$

$$R2 = Ru2 \times 6\text{본} / 9.170 \text{ (kN/m)}$$

$$R3 = Ru3 \times 6\text{본} / 9.170 \text{ (kN/m)}$$

구 분	Ru1	Ru2	Ru3
COMB 1	302.090	308.140	186.020
COMB 2	304.670	302.850	169.880
COMB 3	288.070	225.500	60.240
COMB 4	800.650	715.970	468.700
COMB 5	772.240	657.170	351.610
COMB 6	601.860	433.840	102.100

- 기초자중에 의한 단면력

$$Vb = 1.000 \times 1.200 \times 25.000 = 30.000 \text{ kN}$$

$$Ma = 1.000 \times 1.200 \times 25.000 \times 1.200 / 2 = 18.000 \text{ kN.m}$$

- 뒷채움 토사에 의한 단면력

$$\begin{aligned} V_b &= 125.513 \text{ kN} \quad \text{『작용하중 집계표』 참조} &= 125.513 \text{ kN} \\ M_a &= 125.513 \times (3.871 - 3.300) &= 71.708 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

- 상재하중에 의한 단면력

$$\begin{aligned} V_b &= 10.000 \times 1.200 &= 12.000 \text{ kN} \\ M_a &= 10.000 \times 1.200 \times 1.200 / 2 &= 7.200 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

- 토압의 연직분력에 의한 단면력 : 평상시

$$\begin{aligned} P_v &= 1/2 \times K_a \times r \times H^2 \times \sin \delta \\ &= 1/2 \times 0.271 \times 20.000 \times 5.030^2 \times \sin 11.667 \\ &= 13.863 \text{ kN} \\ Q_v &= 2 \times P_v / L \\ &= 2 \times 13.863 / 1.200 \\ &= 23.106 \text{ kN} \\ V_b &= 23.106 \times 1.200 / 2 &= 13.863 \text{ kN} \\ M_a &= 23.106 \times 1.200 \times 1.200 / 3 &= 11.091 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

- 말뚝반력에 의한 단면력

$$\begin{aligned} V_b &= R_3 \\ M_a &= R_3 \times 0.550 \end{aligned}$$

- 계수단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		설계단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	121.714	66.943	129.820	84.011
COMB 2	111.154	61.135	130.180	83.700
COMB 3	39.415	21.679	116.097	68.029
COMB 4	306.674	168.671	55.140	-17.717
COMB 5	230.061	126.534	11.273	18.300
COMB 6	66.805	36.743	88.708	52.965

註) 말뚝반력산정시 하중계수가 적용되었으므로, 하중계수를 적용하지 않는다.

말뚝반력에 의한 단면력

D-고정하중, L-활하중, H-토압, E-지진하중, G-온도하중

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

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)
1000.0	1000.0	850.0	150.0	192.1	4.9

★ 강도감소계수(Φ) 산정

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

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

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

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (850.00 - 39.654) / 39.654 = 0.06131$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 892.999 \text{ mm}^2$$

★ 사용철근량 = 2292.0 mm^2 (철근도심 : 150.0 mm) , [사용률 = 2.567]

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm^2)

★ 철근비 검토

$$A_{s,temp} = 0.0015 \times 1000.0 \times 1000.0 = 1500.000 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,req} = 892.999 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{min} = \text{Max}(892.999, 1500.000) / bd = 0.00176$$

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

$$\rho_{use} = A_s / bd = 0.00270$$

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

★ 휨에 대한 검토

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

$$\Phi M_n = 0.85 \times 2292.000 \times 300 \times (850.00 - a/2) = 486.941 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 192.062 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K} \quad [\text{안전률 } 2.535]$$

★ 전단에 대한 검토 ($d = 850.00 \text{ mm}$)

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

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 1000.00 \times 850.00 = 555.218 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 4.875 \text{ kN}) , \text{ 전단보강 불필요.}$$

★ 0.0015hb 『도로교설계기준 4.3.9』

단, 단위면적당 1800 mm² 이하

사용철근량 : D16 - CTC 150

D16 - CTC 300 = 1986.000 mm²

필요철근량 : 0.0015 x 1000.0 x 1000.0 = 1500.000 mm² < 1986.000 mm² ∴ 0.K

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

사용철근량 : D16 - CTC 300 = 662.000 mm²

필요철근량 : 300.000 mm² < 662.0 mm² ∴ 0.K

2) 후면저판

★ 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	1000.0	900.0	100.0	84.0	130.2

★ 강도감소계수(Φ) 산정

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

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

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

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (900.00 - 39.654) / 39.654 = 0.06509$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 367.163 \text{ mm}^2$$

★ 사용철근량 = 2292.0 mm^2 (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 6.242]

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm^2)

★ 철근비 검토

$$A_{s,temp} = 0.0015 \times 1000.0 \times 1000.0 = 1500.000 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,req} = 367.163 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{min} = \text{Max}(367.163, 1500.000) / bd = 0.00167$$

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

$$\rho_{use} = A_s / bd = 0.00255$$

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

★ 휨에 대한 검토

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

$$\Phi M_n = 0.85 \times 2292.000 \times 300 \times (900.00 - a/2) = 516.164 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 84.011 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 6.144]}$$

★ 전단에 대한 검토 ($d = 900.00 \text{ mm}$)

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

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 1000.00 \times 900.00 = 587.878 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 130.180 \text{ kN}) , \text{ 전단보강 불필요.}$$

★ 0.0015hb 『도로교설계기준 4.3.9』

단, 단위면적당 1800 mm² 이하

사용철근량 : D16 - CTC 150

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

필요철근량 : $0.0015 \times 1000.0 \times 1000.0 = 1500.000 \text{ mm}^2$ < 2648.000 mm² ∴ 0.K

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

사용철근량 : D16 - CTC 150 = 1324.000 mm²

필요철근량 : 300.000 mm² < 1324.0 mm² ∴ 0.K

3) 벽체 : H=5.030

★ 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)
1000.0	2300.0	2200.0	100.0	343.6	135.4

★ 강도감소계수(Φ) 산정

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

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

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

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2200.00 - 39.654) / 39.654 = 0.16344$$

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

★ 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 613.727 \text{ mm}^2$$

★ 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 3.735]

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

★ 철근비 검토

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

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

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

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00104$$

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

★ 휨에 대한 검토

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

$$\Phi M_n = 0.85 \times 2292.000 \times 300 \times (2200.00 - a/2) = 1275.962 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 343.595 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K [안전률 3.714]}$$

★ 전단에 대한 검토 (d = 2200.00 mm)

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

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 1000.00 \times 2200.00 = 1437.034 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 135.417 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

★ 0.0015hb 『도로교설계기준 4.3.9』

h : 부재두께 b : 부재 폭

사용철근량 : D19 - CTC 300

$$D19 - CTC 300 = 1910.000 \text{ mm}^2$$

필요철근량 : $0.0015 \times 2300.0 \times 1000.0 = 3450.000 \text{ mm}^2 > 1910.000 \text{ mm}^2$

$$(1910.000 / 1.000) = 1910.000 \text{ mm}^2 > (1800\text{mm}^2)$$

필요철근량이 1800mm²보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

1800mm²보다 크게 취할 필요가 없다.

∴ O.K

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

사용철근량 : D19 - CTC 300 = 955.000 mm²

필요철근량 : 300.000 mm² < 955.0 mm² ∴ O.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)
1000.0	800.0	720.0	80.0	134.0	77.1

* 강도감소계수(Φ) 산정

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

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

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

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (720.00 - 27.488) / 27.488 = 0.07558$$

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

* 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 735.298 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 2.161]

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

* 철근비 검토

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

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

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

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00221$$

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

* 휨에 대한 검토

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

$$\Phi M_n = 0.85 \times 1588.800 \times 300 \times (720.00 - a/2) = 286.971 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 133.987 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K [안전률 2.142]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 720.00 \text{ mm}$)

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

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

$$\geq V_u (= 77.140 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

★ 0.0015hb 『도로교설계기준 4.3.9』

h : 부재두께 b : 부재 폭

사용철근량 : D16 - CTC 300

$$D16 - CTC 300 = 1324.000 \text{ mm}^2$$

필요철근량 : $0.0015 \times 800.0 \times 1000.0 = 1200.000 \text{ mm}^2$ < 1324.000 mm^2 ∴ 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 율하중에 의한 부재력

$$\begin{aligned} P_v &= 114.60 \times K_a \\ &= 114.60 \times 0.251 &= 28.765 \text{ kN} \\ M_p &= 114.60 \times K_a \times (H - 0.36) \\ &= 114.60 \times 0.251 \times (2.600 - 0.36) &= 64.421 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

② 토압에 의한 부재력

$$\begin{aligned} P_h &= 1/2 \times K_a \times r \times H^2 \times \cos \delta \\ &= 1/2 \times 0.251 \times 20.000 \times 2.600^2 \times \cos 11.667^\circ &= 16.612 \text{ kN} \\ M_e &= 1/3 \times H \times P_h \\ &= 1/3 \times 2.600 \times 16.612 &= 14.395 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

③ 설계 단면력 산정

$$\begin{aligned} V_s &= 28.765 + 16.612 &= 45.377 \text{ kN} \\ M_s &= 64.421 + 14.395 &= 78.816 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

2) 벽체 설계

① 작용하중 집계표 : H = 5.030 m 『하중계산 참조』

구 분	수평력	작용거리	하중계수		전단력	모멘트
			평상시	지진시		
1. 교대구체	14.301	1.809	-	1.000	14.301	25.867
2. 배면토압(평상시)	62.186	1.677	1.000	-	62.186	104.259
3. 배면토압(지진시)	79.435	2.515	-	1.000	79.435	199.767
4. 뒷채움 상재하중	12.364	2.515	1.000	-	12.364	31.094
5. 교량받침마찰력	18.856	2.830	1.000	-	18.856	53.364
6. 상부관성력	41.681	2.830	-	1.000	41.681	117.961

- 교대구체에 작용하는 수평력 및 작용거리 산출

: 검토위치(H = 1.000 m)를 제외한 교대구체에 대하여 다시 산정한다.

$$H_o = \sum (H② \sim H④) = 14.301 \text{ kN}$$

$$M_o = \sum [H② \times (y② - 1.000) \sim H④ \times (y④ - 1.000)] = 25.867 \text{ kN.m}$$

$$y = M_o / H_o = 25.867 / 14.301 = 1.809$$

② 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
설계단면력	74.550	135.352	

3) 기초 설계

① 하중조합

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	Mr (kN.m)	Mo(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8)	452.598	114.868	1284.410	247.294
COMB 2	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8)	452.598	114.868	1284.410	247.294
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	423.735	146.789	1171.322	423.428
COMB 4	고정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8+9+10)	961.297	114.868	2222.960	247.294
COMB 5	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9+10+11)	961.297	133.724	2222.960	319.514
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+9+12)	800.853	188.470	1867.105	583.070

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(=2.150) - $\Sigma M / \Sigma V$; 말뚝도심의 계산은 『4. 안정검토』 참조

$$Mc = V \times e$$

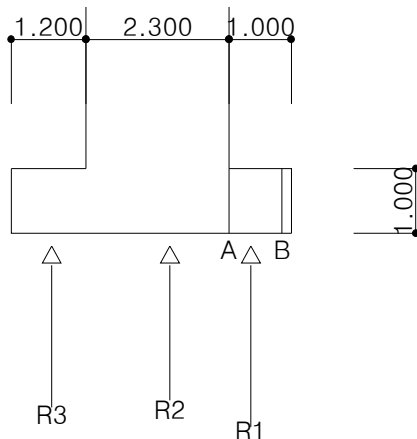
- 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	e(m)	Mc(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8)	4150.324	1053.340	-0.141	-585.196
COMB 2	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8)	4150.324	1053.340	-0.141	-585.196
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	3885.650	1346.055	0.385	1495.975
COMB 4	고정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8+9+10)	8815.093	1053.340	0.095	837.434
COMB 5	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9+10+11)	8815.093	1226.249	0.170	1498.566
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+9+12)	7343.822	1728.270	0.547	4017.071

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

각 작용력은 교대의 전폭(9.170 m)를 고려한 결과값임.

② 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



$$R1 = Ru1 \times 6\text{본} / 9.170 \text{ (kN/m)}$$

$$R2 = Ru2 \times 6\text{본} / 9.170 \text{ (kN/m)}$$

$$R3 = Ru3 \times 6\text{본} / 9.170 \text{ (kN/m)}$$

구 분	Ru1	Ru2	Ru3
COMB 1	275.940	230.500	242.000
COMB 2	275.940	230.500	242.000
COMB 3	353.190	234.180	134.040
COMB 4	599.500	498.240	423.260
COMB 5	640.480	503.710	387.150
COMB 6	677.890	443.980	188.270

- 기초자중에 의한 단면력

$$V_b = 1.000 \times 0.150 \times 25.000 = 3.750 \text{ kN}$$

$$M_a = 1.000 \times 1.000 \times 25.000 \times 1.000 / 2 = 12.500 \text{ kN.m}$$

- 말뚝반력에 의한 단면력

$$V_b = 0.00$$

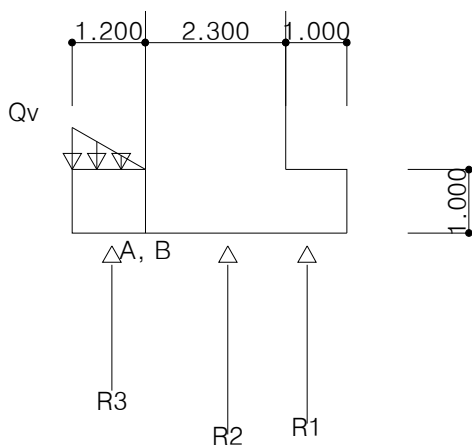
$$M_a = R1 \times 0.350$$

- 설계단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		설계단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
COMB 1	0.000	63.192	3.750	50.692
COMB 2	0.000	63.192	3.750	50.692
COMB 3	-	-	-	-
COMB 4	0.000	137.290	3.750	124.790
COMB 5	0.000	146.675	3.750	134.175
COMB 6	-	-	-	-

註) 사용성 검토에서 지진시 조합(3,6)은 고려하지 않는다.

③ 후면저판(뒷굽)의 단면력 계산



$$R1 = Ru1 \times 6\text{본} / 9.170 \text{ (kN/m)}$$

$$R2 = Ru2 \times 6\text{본} / 9.170 \text{ (kN/m)}$$

$$R3 = Ru3 \times 6\text{본} / 9.170 \text{ (kN/m)}$$

구 분	Ru1	Ru2	Ru3
COMB 1	207.200	221.340	164.100
COMB 2	207.200	221.340	164.100
COMB 3	288.070	225.500	60.240
COMB 4	535.080	489.650	350.250
COMB 5	566.950	493.900	303.810
COMB 6	601.860	433.840	102.100

- 기초자중에 의한 단면력 : 『단면설계』 참조
- 뒤택움 토사에 의한 단면력 : 『단면설계』 참조
- 상재하중에 의한 단면력 : 『단면설계』 참조
- 토압의 연직분력에 의한 단면력 : 평상시 - 『단면설계』 참조
- 말뚝반력에 의한 단면력
 - $V_b = R_3$
 - $M_a = R_3 \times 0.550$

- 설계단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		설계단면력	
	$V_b(kN)$	$M_a(kN.m)$	$V_s(kN)$	$M_s(kN.m)$
COMB 1	107.372	59.055	74.004	48.944
COMB 2	107.372	59.055	74.004	48.944
COMB 3	-	-	-	-
COMB 4	229.171	126.044	47.795	-18.046
COMB 5	198.785	109.332	17.409	-1.334
COMB 6	-	-	-	-

註) 사용성 검토에서 지진시 조합(3,6)은 고려하지 않는다.

4) 사용성 검토

(1) 전면저판

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 134.175 \times 1000000 / [2292.000 \times (850.000 - 149.884/3)] \\ = 73.172 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ = -7 \times 2292.000/1000.0 + 7 \times 2292.000/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 850.0)/(7 \times 2292.000)]} \\ = 149.884 \text{ mm}$$

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

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

② 철근의 최대 중심간격

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

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 73.17) - 2.5 \times 140.50 = 724.98 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 73.17) = 860.98 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 724.98 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 724.98 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

(2) 후면저판

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 48.944 \times 1000000 / [2292.000 \times (900.000 - 154.650/3)] \\ = 25.168 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ = -7 \times 2292.000/1000.0 + 7 \times 2292.000/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 900.0)/(7 \times 2292.000)]} \\ = 154.650 \text{ mm}$$

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

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

② 철근의 최대 중심간격

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

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 25.17) - 2.5 \times 90.50 = 2902.67 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 25.17) = 2503.13 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 2503.13 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 2503.13 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

(3) 벽체 : H=5.030

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 135.352 \times 1000000 / [2292.000 \times (2200.000 - 250.135/3)] \\ = 27.900 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ = -7 \times 2292.000/1000.0 + 7 \times 2292.000/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 2200.0)/(7 \times 2292.000)]} \\ = 250.135 \text{ mm}$$

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

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

② 철근의 최대 중심간격

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

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

$$S_{\min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 27.90) - 2.5 \times 90.50 = 2596.31 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 27.90) = 2258.05 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 2258.05 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 2258.05 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

(4) 흥벽

① 응력 산정

$$\begin{aligned} f_s &= M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 78.816 \times 1000000 / [1588.800 \times (720.000 - 115.917/3)] \\ &= 72.806 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \chi &= -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ &= -7 \times 1588.800/1000.0 + 7 \times 1588.800/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 720.0)/(7 \times 1588.800)]} \\ &= 115.917 \text{ mm} \end{aligned}$$

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

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

② 철근의 최대 중심간격

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

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

$$S_{\min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 72.81) - 2.5 \times 72.00 = 901.64 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 72.81) = 865.31 \text{ mm}$$

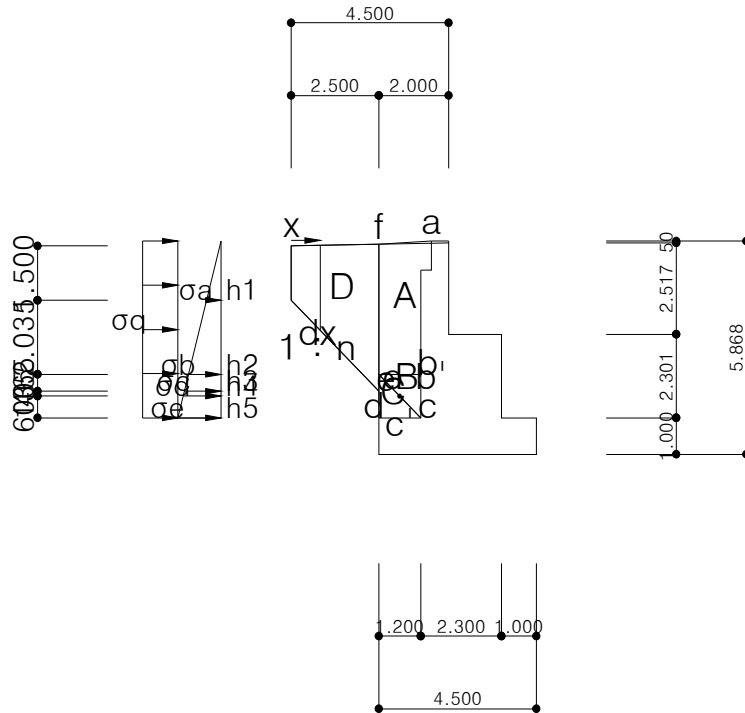
S_a 는 작은 값인 865.31 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 865.31 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

8. 날개벽 설계

1) 좌측 날개벽

(1) 단면력 산정

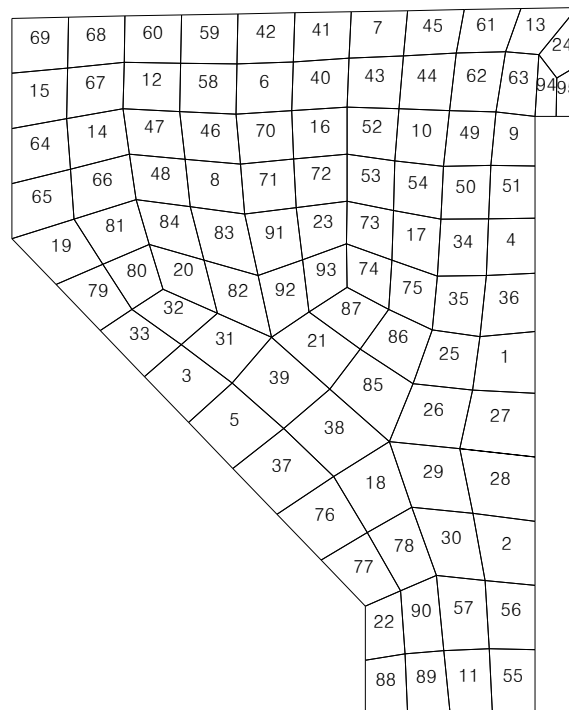


$$U = 1.700 \cdot H + 1.700 \cdot L$$

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

3D Plate 해석 시 자중은 프로그램 내부에서 고려됨.

① 해석 모델



② 설계 단면력 집계

- 계수하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	50.161	131.722	50.587	74.681
전단력(kN)	49.749	95.593	74.588	76.342

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	29.507	77.484	29.757	43.930
전단력(kN)	29.264	56.231	43.875	44.907

(2) 철근량 검토

① D(T=620 mm)

★ 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	620.0	540.0	80.0	50.2	49.7

★ 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 366.105 \text{ mm}^2$$

★ 사용철근량 = 2292.0 mm^2 (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 6.261]

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

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

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

$$\geq M_u (= 50.161 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 6.096]}$$

★ 전단에 대한 검토 ($d = 540.00 \text{ mm}$)

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

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

$$\geq V_u (= 49.749 \text{ kN}) , \text{ 전단보강 불필요.}$$

② A(T=620 mm)

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	620.0	540.0	80.0	131.7	95.6

* 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 969.382 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm^2 (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 2.364]

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm^2)

* 철근비 검토

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

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

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

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

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

* 휨에 대한 검토

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

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

$$\geq M_u (= 131.722 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K [안전률 2.321]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 540.00 \text{ mm}$)

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

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

$$\geq V_u (= 95.593 \text{ kN}) , \text{ 전단보강 불필요.}$$

③ B(T=620 mm)

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	620.0	540.0	80.0	50.6	74.6

* 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 369.231 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm^2 (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 6.207]

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm^2)

* 철근비 검토

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

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

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

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

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

* 휨에 대한 검토

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

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

$$\geq M_u (= 50.587 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 6.044]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 540.00 \text{ mm}$)

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

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

$$\geq V_u (= 74.588 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

④ C(T=620 mm)

★ 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	620.0	540.0	80.0	74.7	76.3

★ 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 546.412 \text{ mm}^2$$

★ 사용철근량 = 2292.0 mm^2 (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 4.195]

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm^2)

★ 철근비 검토

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

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

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

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

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

★ 휨에 대한 검토

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

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

$$\geq M_u (= 74.681 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 4.094]}$$

★ 전단에 대한 검토 ($d = 540.00 \text{ mm}$)

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

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

$$\geq V_u (= 76.342 \text{ kN}) , \text{ 전단보강 불필요.}$$

(3) 사용성 검토

① D(T=620 mm)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 29.507 \times 1000000 / [2292.000 \times (540.000 - 116.564/3)] \\ = 25.689 \text{ MPa}$$

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

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

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

② 철근의 최대 중심간격

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

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

$$S_{\min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 25.69) - 2.5 \times 70.50 = 2889.30 \text{ mm} \\ 300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 25.69) = 2452.44 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 2452.44 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 2452.44 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

② A(T=620 mm)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 77.484 \times 1000000 / [2292.000 \times (540.000 - 116.564/3)] \\ = 67.458 \text{ MPa}$$

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

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

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

② 철근의 최대 중심간격

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

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

$$S_{\min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 67.46) - 2.5 \times 70.50 = 991.15 \text{ mm} \\ 300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 67.46) = 933.92 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 933.92 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 933.92 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

③ B(T=620 mm)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 29.757 \times 1000000 / [2292.000 \times (540.000 - 116.564/3)] \\ = 25.907 \text{ MPa}$$

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

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

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

② 철근의 최대 중심간격

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

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

$$S_{\min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 25.91) - 2.5 \times 70.50 = 2863.48 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 25.91) = 2431.78 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 2431.78 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 2431.78 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

④ C(T=620 mm)

① 응력 산정

$$\begin{aligned} f_s &= M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 43.930 \times 1000000 / [2292.000 \times (540.000 - 116.564/3)] \\ &= 38.246 \text{ MPa} \end{aligned}$$

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

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

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

② 철근의 최대 중심간격

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

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

$$S_{\min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 38.25) - 2.5 \times 70.50 = 1882.80 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 38.25) = 1647.24 \text{ mm}$$

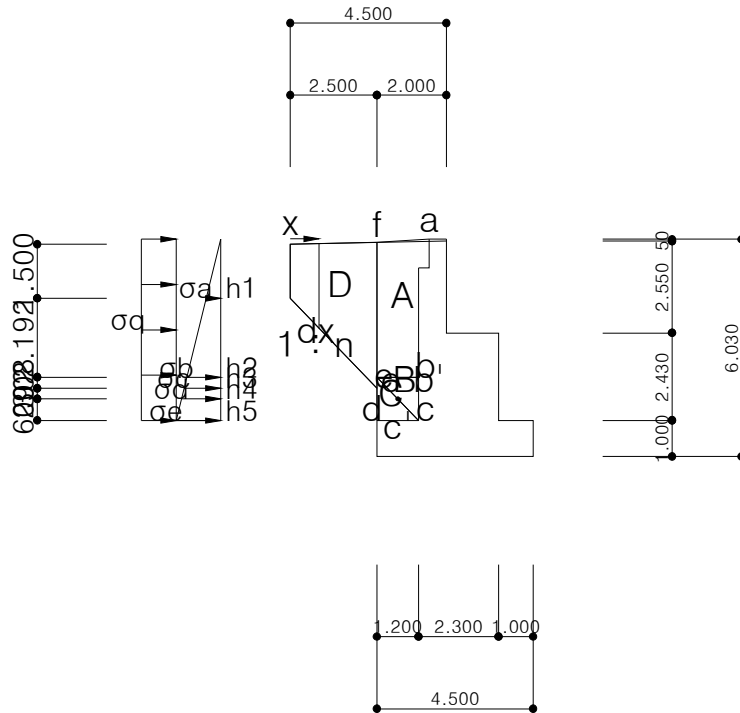
S_a 는 작은 값인 1647.24 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 1647.24 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

8. 날개벽 설계

2) 우측 날개벽

(1) 단면력 산정

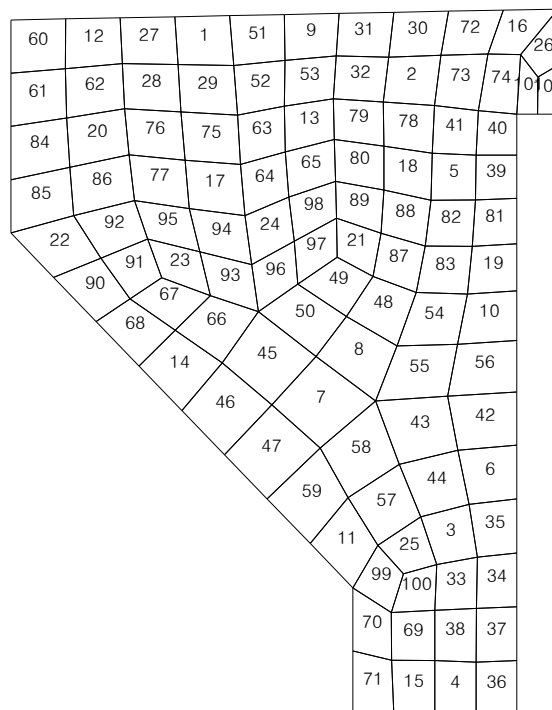


$$U = 1.700 \cdot H + 1.700 \cdot L$$

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

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)	50.176	133.167	42.327	64.932
전단력(kN)	50.452	102.842	68.198	57.576

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	29.515	78.334	24.898	38.195
전단력(kN)	29.678	60.496	40.116	33.868

(2) 철근량 검토

① D(T=450 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)
1000.0	450.0	370.0	80.0	50.2	50.5

★ 강도감소계수(Φ) 산정

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

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

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

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (370.00 - 39.654) / 39.654 = 0.02499$$

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

★ 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 537.551 \text{ mm}^2$$

★ 사용철근량 = 2292.0 mm^2 (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 4.264]

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm^2)

★ 철근비 검토

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

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

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

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00619$$

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

★ 휨에 대한 검토

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

$$\Phi M_n = 0.85 \times 2292.000 \times 300 \times (370.00 - a/2) = 206.400 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 50.176 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 4.114]}$$

★ 전단에 대한 검토 ($d = 370.00 \text{ mm}$)

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

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 1000.00 \times 370.00 = 241.683 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 50.452 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

② A(T=450 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)
1000.0	450.0	370.0	80.0	133.2	102.8

* 강도감소계수(Φ) 산정

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

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

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

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (370.00 - 39.654) / 39.654 = 0.02499$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 1453.393 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm^2 (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.577]

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm^2)

* 철근비 검토

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

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

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

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00619$$

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

* 휨에 대한 검토

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

$$\Phi M_n = 0.85 \times 2292.000 \times 300 \times (370.00 - a/2) = 206.400 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 133.167 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 1.550]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 370.00 \text{ mm}$)

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

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 1000.00 \times 370.00 = 241.683 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 102.842 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

③ B(T=450 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)
1000.0	450.0	370.0	80.0	42.3	68.2

* 강도감소계수(Φ) 산정

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

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

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

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (370.00 - 39.654) / 39.654 = 0.02499$$

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

* 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 452.689 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm^2 (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 5.063]

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

* 철근비 검토

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

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

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

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00619$$

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

* 휨에 대한 검토

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

$$\Phi M_n = 0.85 \times 2292.000 \times 300 \times (370.00 - a/2) = 206.400 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 42.327 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 4.876]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 370.00 \text{ mm}$)

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

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 1000.00 \times 370.00 = 241.683 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 68.198 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

④ C(T=450 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)
1000.0	450.0	370.0	80.0	64.9	57.6

* 강도감소계수(Φ) 산정

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

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

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

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (370.00 - 39.654) / 39.654 = 0.02499$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 697.882 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm^2 (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 3.284]

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm^2)

* 철근비 검토

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

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

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

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00619$$

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

* 휨에 대한 검토

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

$$\Phi M_n = 0.85 \times 2292.000 \times 300 \times (370.00 - a/2) = 206.400 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 64.932 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 3.179]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 370.00 \text{ mm}$)

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

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 1000.00 \times 370.00 = 241.683 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 57.576 \text{ kN}) , \text{ 전단보강 불필요.}$$

(3) 사용성 검토

① D(T=450 mm)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 29.515 \times 1000000 / [2292.000 \times (370.000 - 94.092/3)] \\ = 38.028 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ = -7 \times 2292.000/1000.0 + 7 \times 2292.000/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 370.0)/(7 \times 2292.000)]} \\ = 94.092 \text{ mm}$$

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

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

② 철근의 최대 중심간격

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

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

$$S_{\min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 38.03) - 2.5 \times 70.50 = 1894.61 \text{ mm} \\ 300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 38.03) = 1656.69 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 1656.69 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 1656.69 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

② A(T=450 mm)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 78.334 \times 1000000 / [2292.000 \times (370.000 - 94.092/3)] \\ = 100.925 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ = -7 \times 2292.000/1000.0 + 7 \times 2292.000/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 370.0)/(7 \times 2292.000)]} \\ = 94.092 \text{ mm}$$

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

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

② 철근의 최대 중심간격

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

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

$$S_{\min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 100.93) - 2.5 \times 70.50 = 604.03 \text{ mm} \\ 300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 100.93) = 624.22 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 604.03 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 604.03 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

③ B(T=450 mm)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 24.898 \times 1000000 / [2292.000 \times (370.000 - 94.092/3)] \\ = 32.079 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ = -7 \times 2292.000/1000.0 + 7 \times 2292.000/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 370.0)/(7 \times 2292.000)]} \\ = 94.092 \text{ mm}$$

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

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

② 철근의 최대 중심간격

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

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

$$S_{\min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 32.08) - 2.5 \times 70.50 = 2278.63 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 32.08) = 1963.90 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 1963.90 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 1963.90 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

④ C(T=450 mm)

① 응력 산정

$$\begin{aligned} f_s &= M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 38.195 \times 1000000 / [2292.000 \times (370.000 - 94.092/3)] \\ &= 49.211 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \chi &= -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ &= -7 \times 2292.000/1000.0 + 7 \times 2292.000/1000.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 1000.0 \times 370.0 / (7 \times 2292.000)} \\ &= 94.092 \text{ mm} \end{aligned}$$

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

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

② 철근의 최대 중심간격

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

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

$$S_{\min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 49.21) - 2.5 \times 70.50 = 1424.00 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 49.21) = 1280.20 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 1280.20 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 1280.20 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

9. 접속슬래브 검토

9.1 접속슬래브 검토(좌측)

1) 지간 및 하중 산정

① 설계조건

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

$$L_p = 0.70 \times 6.500 = 4.550 \text{ m}$$

- 등분포 고정하중

$$W_d = 25.000 \times 0.400 = 10.000 \text{ kN/m ; 접속판의 자중}$$

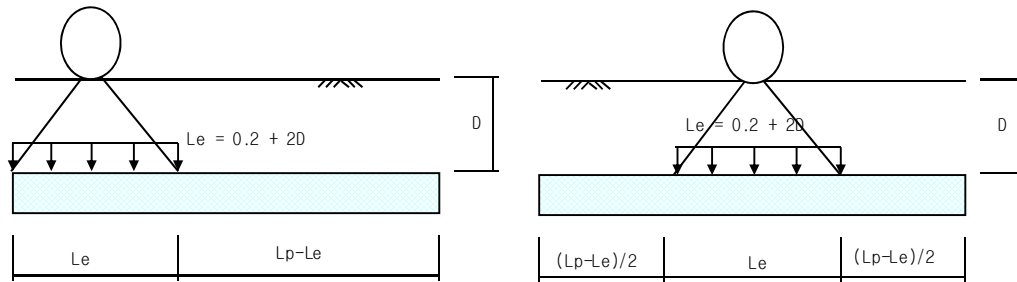
② 고정하중에 의한 부재력

$$V_d = 10.000 \times 4.550 / 2 - 10.000 \times 0. = 19.750 \text{ kN/m}$$

$$M_d = 10.000 \times 4.550^2 / 8 = 25.878 \text{ kN.m/m}$$

③ 활하중에 의한 부재력

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



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

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

$$= 416.000 \text{ kN}$$

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

$$= 416.000 \times 0.200 - (416.000 \times 0.200^2 + 2 \times 416.000 \times 0.200 \times 0.300) / (2 \times 4.550)$$

$$= 75.886 \text{ kN.m}$$

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

$$= 416.000 \times 4.550/2 \times 0.200/2 - 416.000 \times 0.200/2 \times 0.200/4$$

$$= 92.560 \text{ kN.m}$$

④ 단면력 산정

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

$$= 1.30 \times 19.750 + 2.15 \times 75.886$$

$$= 188.829 \text{ kN}$$

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

$$= 1.30 \times 25.878 + 2.15 \times 92.560$$

$$= 232.646 \text{ kN/m}$$

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)
1000.0	400.0	300.0	100.0	232.6	188.8

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 3096.800 \times 400.00 = 1238720.000$$

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

$$T = C \text{ 이므로, } a = 53.975 \text{ mm, } c = 53.975 / \beta_1 = 53.975 / 0.85 = 63.500 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (300.00 - 63.500) / 63.500 = 0.01117$$

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

* 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 2456.068 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.261]

$$1\text{단} : \text{H22} - 8.0 \text{ EA} (= 3096.8 \text{ mm}^2)$$

* 철근비 검토

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

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

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

$$\rho_{\text{use}} = A_s / b d = 0.01032$$

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

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 53.975 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 3096.800 \times 400 \times (300.00 - a/2) = 287.458 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 232.646 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K} \text{ [안전률 1.236]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 300.00 \text{ mm}$)

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

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 300.00 = 207.846 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 188.829 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

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

$$55/\sqrt{4.550} = 25.78\% < \text{최대 } 50\% \text{ 중 작은값 이상}$$

$$\text{소요 주철근} : 2456.1 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요 철근량} : 2456.1 \times 0.258 = 633.3 \text{ mm}^2 < 1910.0 \text{ mm}^2 \therefore \text{O.K}$$

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

단면적대비 0.0020 이상

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

$$= 0.0020 \times 1000 \times 400 = 800.0 \text{ mm}^2 < 2865.000 \text{ mm}^2 \therefore \text{O.K}$$

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

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

3) 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 118.438 \times 1000000 / [3096.800 \times (300.000 - 94.411/3)] \\ = 142.425 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 3096.800/1000.0 + 7 \times 3096.800/1000.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 1000.0 \times 300.0/(7 \times 3096.800)}$$

$$= 94.411 \text{ mm}$$

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

$$1\text{단} : \text{H22} - 8.0 \text{ EA} (= 3096.8 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

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

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

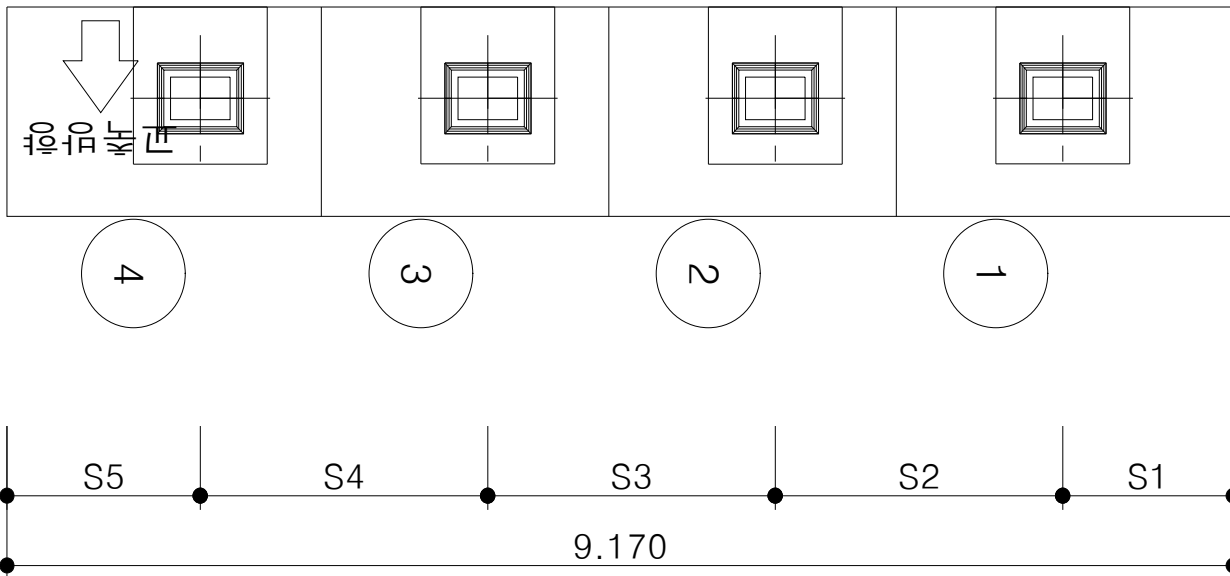
$$S_{\min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 142.42) - 2.5 \times 89.00 = 330.42 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 142.42) = 442.34 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 330.42 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 330.42 \text{ mm}) \therefore \text{O.K}$$

10. 교좌부 검토



1) 받침 연단거리 검토

① 필요 연단거리

- 거더의 경간길이가 100m 이하이므로 $S = 200 + 5.0L$
 $S = 200 + 5.0 \times 35.148 = 375.741 \text{ mm}$

② 실제 연단거리

구 분	필요연단	받침 규격		연단거리	비 고
		교축방향	직각방향		
1	375.741	305.000	445.000	692.500	0.K
2	375.741	305.000	445.000	692.500	0.K
3	375.741	305.000	445.000	692.500	0.K
4	375.741	305.000	445.000	692.500	0.K

2) 최소 받침지지 길이 검토

① 최소 받침지지 길이

- 사각이 90.0° 이므로 받침선과 교축직각방향의 사잇각은 0.00°
 $N = (200 + 1.67 \times L + 6.66 \times H) \times (1 + 0.000125 \times \theta^2) \text{ mm}$
 $= (200 + 1.67 \times 235.122 + 6.66 \times 8.327) \times (1 + 0.000125 \times 0.00^2)$
 $= 648.112 \text{ mm}$

② 실제 받침지지 길이

$N1 = 1500 - 120 - 50 = 1330 \text{ mm} \geq 648 \text{ mm} \therefore 0.K$

3) 교량받침 수직력, 수평력 검토

구 분	수직력			수평력		
	허용값	상부반력	비 고	허용값	탄성지진력	비 고
SH0E 1	1500.000	1190.829	0.K	288.400	145.538	0.K
SH0E 2	1500.000	1174.365	0.K	288.400	144.835	0.K
SH0E 3	1500.000	1191.009	0.K	288.400	143.744	0.K
SH0E 4	1500.000	1287.713	0.K	288.400	142.325	0.K

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

4) 교량받침 보강 철근 검토

① 교량받침에 작용하는 하중

구 분	수직력	수평력		보강범위(mm)		비 고
		교축방향	직각방향	교축방향	직각방향	
1	1190.829	89.061	109.427	1290.000	1580.000	
2	1174.365	89.501	108.898	1290.000	1380.000	
3	1191.009	90.006	108.078	1290.000	1380.000	
4	1287.713	90.654	107.011	1290.000	1720.000	

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	2181.513	3177.600	0.K	2317.283	3574.800	0.K
2	2162.493	3177.600	0.K	2278.155	3574.800	0.K
3	2188.050	3177.600	0.K	2294.683	3574.800	0.K
4	2321.312	3177.600	0.K	2430.359	3574.800	0.K

③ 교량받침 콘크리트 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	593.741	7546.800	0.K	729.511	7546.800	0.K
2	596.673	7546.800	0.K	725.990	7546.800	0.K
3	600.038	7546.800	0.K	720.520	7546.800	0.K
4	604.361	7546.800	0.K	713.409	7546.800	0.K

5) 교량받침 하면 보강 : 교량받침 1

① 교량받침에 작용하는 하중

- 연직하중 : 최대반력

$$P = 1190.829 \text{ kN}$$

- 교축방향 수평하중 : 탄성지진력, 온도변화의 영향

$$Hx1 = 837.568 \times 0.050 / 1.15 = 36.416 \text{ kN}$$

$$Hx2 = 118.451 / 1.33 = 89.061 \text{ kN}$$

☞ 수평력은 $Hx1$, $Hx2$ 중 큰 값인 89.061 kN를 적용한다.

- 교축직각방향 수평하중 : 탄성지진력, 풍하중의 영향

$$B/D = 9.170 / 4.790 = 1.914 \quad [1 \leq B/D < 8]$$

$$W1 = [4.0 - 0.2 \times (9.170 / 4.790)] \times 4.790 = 17.3 \text{ kN/m} \geq 6.0 \text{ 이므로}$$

$$Hy1 = 17.326 \times 35.148 / 2 / 4EA / 1.25 = 60.898 \text{ kN}$$

$$Hy2 = 145.537 / 1.33 = 109.427 \text{ kN}$$

☞ 수평력은 $Hy1$, $Hy2$ 중 큰 값인 109.427 kN를 적용한다.

② 연직하중에 대한 보강

$$b1x = 305.000 \text{ mm} \quad b1y = 445.000 \text{ mm}$$

$$b2x = 845.000 \text{ mm} \quad b2y = 1275.000 \text{ mm}$$

$$bcx = 2 \times b2x = 1690.000 \text{ mm} > 5 \times b1x = 1525.000 \text{ mm}$$

$$bcy = 2 \times b2y = 2550.000 \text{ mm} > 5 \times b1y = 2225.000 \text{ mm}$$

$$Asx1 = 1/4 \times (1 - b1x/bcx) \times P / f_{sa}$$

$$= 1/4 \times (1 - 305.000/1525.000) \times 1190.829 \times 10^3 / 150.000$$

$$= 1587.772 \text{ mm}^2$$

$$Asy1 = 1/4 \times (1 - b1y/bcy) \times P / f_{sa}$$

$$= 1/4 \times (1 - 445.000/2225.000) \times 1190.829 \times 10^3 / 150.000$$

$$= 1587.772 \text{ mm}^2$$

③ 수평하중에 대한 보강

$$Asx2 = Hx / f_{sa}$$

$$= 89.061 \times 10^3 / 150.000$$

$$= 593.741 \text{ mm}^2$$

$$Asy2 = Hy / f_{sa}$$

$$= 109.427 \times 10^3 / 150.000$$

$$= 729.511 \text{ mm}^2$$

④ 철근 보강 범위

- 교축직각방향 철근보강 범위

$$B_{xo} = b_1x + b_2y = 305.000 + 1275.000 = 1580.000 \text{ mm}$$

- 교축방향 철근보강 범위

$$B_{yo} = b_1y + b_2x = 445.000 + 845.000 = 1290.000 \text{ mm}$$

⑤ 철근량 산정

- 교축직각방향

$$A_{sy} = A_{sy1} + A_{sy2} = 1587.772 + 729.511 = 2317.283 \text{ mm}^2$$

$$B_{xo} = 1580.000 \text{ mm 범위내에서 D16 - 18 EA}$$

$$A_s = 198.600 \times 18 = 3574.800 \text{ mm}^2 \quad \therefore 0.K$$

- 교축방향

$$A_{sx} = A_{sx1} + A_{sx2} = 1587.772 + 593.741 = 2181.513 \text{ mm}^2$$

$$B_{yo} = 1290.000 \text{ mm 범위내에서 D16 - 16 EA}$$

$$A_s = 198.600 \times 16 = 3177.600 \text{ mm}^2 \quad \therefore 0.K$$

6) 교량받침 콘크리트 보강 : 교량받침 1

① 교축직각방향

$$A_{s2} = H_y / f_{sa} = 109.427 \times 10^3 / 150.000 = 729.511 \text{ mm}^2$$

$$\text{사용철근 : D16 - 20 EA + D16 - 18 EA}$$

$$A_s = 198.600 \times 20 + 198.600 \times 18 = 7546.800 \text{ mm}^2 \quad \therefore 0.K$$

② 교축방향

$$A_{s1} = H_x / f_{sa} = 89.061 \times 10^3 / 150.000 = 593.741 \text{ mm}^2$$

$$\text{사용철근 : D16 - 20 EA + D16 - 18 EA}$$

$$A_s = 198.600 \times 20 + 198.600 \times 18 = 7546.800 \text{ mm}^2 \quad \therefore 0.K$$

11. 말뚝 검토

1) 설계조건

① 말뚝의 제원

말뚝 종류	직경(mm)	두께(mm)	부식두께(mm)	길이(m)
내부굴착강관말뚝	508	12	2	7.900

※ 말뚝길이는 기초평면에 묻힌 100mm는 제외한 길이로 계산한다.

말뚝의 탄성계수 $E = 205000.0 \text{ MPa}$

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

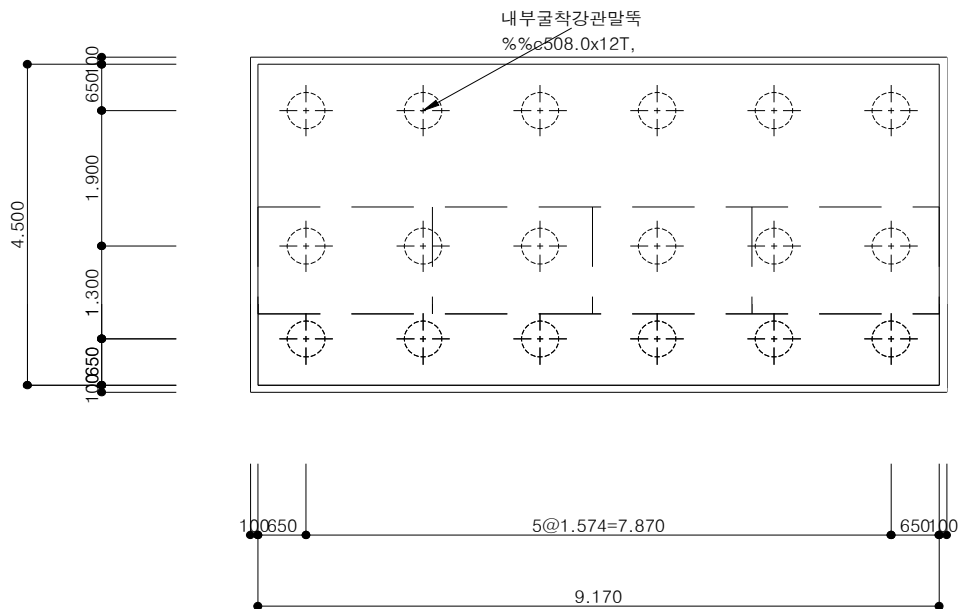
말뚝 머리의 평균 N치 $N = 30$

말뚝 선단의 평균 N치 $N = 40$

말뚝 선단의 근입깊이 $Df = 1.0 \text{ m}$

원지반으로부터 돌출된 길이 $h = 0.0 \text{ m}$

② 말뚝의 배치



2) 말뚝도심에서의 작용하중

구분		Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	비고
사용하중	COMBO 1	4023.200	1053.340	-337.949	고정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8)
	COMBO 2	4023.200	1053.340	-337.949	정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8)
	COMBO 3	3885.650	1346.055	1495.975	정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+8)
	COMBO 4	8687.970	1053.340	1085.996	정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8)
	COMBO 5	8687.970	1226.249	1746.282	활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8)
	COMBO 6	7343.822	1728.270	4017.071	+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+8)
계수하중	COMBO 1	5563.188	1790.677	-144.643	정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8)
	COMBO 2	5446.270	1790.677	43.570	정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8)
	COMBO 3	3885.650	1346.055	1495.975	정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+8)
	COMBO 4	12652.997	1790.677	2024.479	정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8+9)
	COMBO 5	11510.471	2015.460	2751.003	활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9)
	COMBO 6	7343.822	1728.270	4017.071	+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+8)

3) 말뚝의 특성치 계산

① 말뚝의 축방향 스프링정수

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

$$a = 0.013 \times (L/D) + 0.53 = 0.734$$

$$K_v = a \times A_p \times E_p / L = 295504.673 \text{ kN/m} ; \text{ 말뚝의 축방향 스프링정수}$$

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)

$$E_o = 1000 \times N = 1000 \times 30 = 30000 \text{ kN/m}^2$$

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

가) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 평상시

가정된 $1/\beta$ (m)	계산치 $1/\beta$ (m)	K_h (kN/m ³)
0.504	2.417	22588.99
2.417	2.799	12548.69
2.799	2.838	11875.83
2.838	2.842	11814.64
2.842	2.842	11808.91
2.842	2.842	11808.38
2.842	2.842	11808.33

$$K_h = 11808.32 \text{ kN/m}^3$$

$$\beta = 0.352 \text{ m}^{-1}$$

$$\beta L = 0.352 \times 7.9000 = 2.780 \geq 2.5 \therefore \text{반무한장 말뚝으로 설계한다.}$$

나) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 지진시

가정된 $1/\beta$ (m)	계산치 $1/\beta$ (m)	K_h (kN/m ³)
0.504	2.032	45177.98
2.032	2.316	26782.43
2.316	2.345	25501.25
2.345	2.347	25384.33
2.347	2.348	25373.39
2.348	2.348	25372.37
2.348	2.348	25372.27

$$K_h = 25372.26 \text{ kN/m}^3$$

$$\beta = 0.426 \text{ m}^{-1}$$

$$\beta L = 0.426 \times 7.9000 = 3.365 \geq 2.5 \therefore \text{반무한장 말뚝으로 설계한다.}$$

4) 말뚝의 변위 및 부재력

① 말뚝머리 고정일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	16915.007	30019.293	$4EI \beta^3$	kN/m
K2	24037.851	35235.558	$2EI \beta^2$	kN/rad
K3	24037.851	35235.558	$2EI \beta^2$	kN/rad
K4	68320.191	82716.439	$2EI \beta$	kN.m/rad

유한장 보정계수 : $\phi 1 = 1.000$, $\phi 2 = 1.000$, $\phi 3 = 1.000$, $\phi 4 = 1.000$

나) 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum (K_1 \cos^2 \theta_i + K_v \sin^2 \theta_i)$	304470.1	540347.3
Axy, Ayx	$\sum (K_v - K_1) \sin \theta_i \cos \theta_i$	0.0	0.0
Axa, Aax	$\sum \{(K_v - K_1)x_i \sin \theta_i \cos \theta_i - K_2 \cos \theta_i\}$	-432681.3	-634240.0
Ayy	$\sum (K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)$	5319084.1	5319084.1
Aya, Aay	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i + K_2 \sin \theta_i\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i^2 + (K_2 + K_3)x_i \sin \theta_i + K_4\}$	10414048.7	10673181.1
일반식	$\begin{bmatrix} \delta_x \\ \delta_y \\ \alpha \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} A_{xx} & A_{xy} & A_{xa} \\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya} \\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa} \end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix} H_o \\ V_o \\ M_o \end{bmatrix}$		

구 분	사용하중			구 분	계수하중		
	$\delta x(m)$	$\delta y(m)$	$\alpha(rad)$		$\delta x(m)$	$\delta y(m)$	$\alpha(rad)$
COMBO 1	0.0036277	0.0007564	0.0001183	COMBO 1	0.0062294	0.0010459	0.0002449
COMBO 2	0.0036277	0.0007564	0.0001183	COMBO 2	0.0062567	0.0010239	0.0002641
COMBO 3	0.0028547	0.0007305	0.0003098	COMBO 3	0.0028547	0.0007305	0.0003098
COMBO 4	0.0038342	0.0016334	0.0002636	COMBO 4	0.0065439	0.0023788	0.0004663
COMBO 5	0.0045335	0.0016334	0.0003560	COMBO 5	0.0074339	0.0021640	0.0005730
COMBO 6	0.0039132	0.0013807	0.0006089	COMBO 6	0.0039132	0.0013807	0.0006089

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 4.533 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	0.0036277	0.0009338	0.0001183	275.935	58.519	-79.121
	2	0.0036277	0.0007800	0.0001183	230.501	58.519	-79.121
	3	0.0036277	0.0005553	0.0001183	164.097	58.519	-79.121
COMBO 2	1	0.0036277	0.0009338	0.0001183	275.935	58.519	-79.121
	2	0.0036277	0.0007800	0.0001183	230.501	58.519	-79.121
	3	0.0036277	0.0005553	0.0001183	164.097	58.519	-79.121
COMBO 3	1	0.0028547	0.0011952	0.0003098	353.191	74.781	-74.962
	2	0.0028547	0.0007925	0.0003098	234.179	74.781	-74.962
	3	0.0028547	0.0002039	0.0003098	60.239	74.781	-74.962
COMBO 4	1	0.0038342	0.0020287	0.0002636	599.500	58.519	-74.157
	2	0.0038342	0.0016861	0.0002636	498.243	58.519	-74.157
	3	0.0038342	0.0011853	0.0002636	350.252	58.519	-74.157
COMBO 5	1	0.0045335	0.0021674	0.0003560	640.482	68.125	-84.650
	2	0.0045335	0.0017046	0.0003560	503.707	68.125	-84.650
	3	0.0045335	0.0010281	0.0003560	303.805	68.125	-84.650
COMBO 6	1	0.0039132	0.0022940	0.0006089	677.891	96.015	-87.516
	2	0.0039132	0.0015024	0.0006089	443.977	96.015	-87.516
	3	0.0039132	0.0003455	0.0006089	102.102	96.015	-87.516

- 계수하중 조합

구 분		$\delta x(i)$	$\delta y(i)$	α	$P_n(i)$	$P_h(i)$	$M_t(i)$
COMBO 1	1	0.0062294	0.0014133	0.0002449	417.632	99.482	-133.007
	2	0.0062294	0.0010949	0.0002449	323.541	99.482	-133.007
	3	0.0062294	0.0006295	0.0002449	186.025	99.482	-133.007
COMBO 2	1	0.0062567	0.0014201	0.0002641	419.650	99.482	-132.351
	2	0.0062567	0.0010767	0.0002641	318.181	99.482	-132.351
	3	0.0062567	0.0005749	0.0002641	169.881	99.482	-132.351
COMBO 3	1	0.0028547	0.0011952	0.0003098	353.191	74.781	-74.962
	2	0.0028547	0.0007925	0.0003098	234.179	74.781	-74.962
	3	0.0028547	0.0002039	0.0003098	60.239	74.781	-74.962
COMBO 4	1	0.0065439	0.0030782	0.0004663	909.628	99.482	-125.445
	2	0.0065439	0.0024720	0.0004663	730.502	99.482	-125.445
	3	0.0065439	0.0015861	0.0004663	468.702	99.482	-125.445
COMBO 5	1	0.0074339	0.0030235	0.0005730	893.468	111.970	-139.546
	2	0.0074339	0.0022786	0.0005730	673.337	111.970	-139.546
	3	0.0074339	0.0011899	0.0005730	351.607	111.970	-139.546
COMBO 6	1	0.0039132	0.0022940	0.0006089	677.891	96.015	-87.516
	2	0.0039132	0.0015024	0.0006089	443.977	96.015	-87.516
	3	0.0039132	0.0003455	0.0006089	102.102	96.015	-87.516

▣ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$$V(i) = P_n(i) \times \cos \theta(i) - P_h(i) \times \sin \theta(i)$$

$$H(i) = P_n(i) \times \sin \theta(i) + P_h(i) \times \cos \theta(i)$$

$$H_t = \sum H(i) \times N$$

$$V_t = \sum V(i) \times N$$

$$M_t = \sum (V(i) \times x(i) + M(i)) \times N$$

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.500	0	275.935	58.519	-79.121	6
	2	0.200	0	230.501	58.519	-79.121	6
	3	-1.700	0	164.097	58.519	-79.121	6
	계			4023.200	1053.340	-337.949	18
COMBO 2	1	1.500	0	275.935	58.519	-79.121	6
	2	0.200	0	230.501	58.519	-79.121	6
	3	-1.700	0	164.097	58.519	-79.121	6
	계			4023.200	1053.340	-337.949	18
COMBO 3	1	1.500	0	353.191	74.781	-74.962	6
	2	0.200	0	234.179	74.781	-74.962	6
	3	-1.700	0	60.239	74.781	-74.962	6
	계			3885.650	1346.055	1495.975	18
COMBO 4	1	1.500	0	599.500	58.519	-74.157	6
	2	0.200	0	498.243	58.519	-74.157	6
	3	-1.700	0	350.252	58.519	-74.157	6
	계			8687.970	1053.340	1085.996	18
COMBO 5	1	1.500	0	640.482	68.125	-84.650	6
	2	0.200	0	503.707	68.125	-84.650	6
	3	-1.700	0	303.805	68.125	-84.650	6
	계			8687.970	1226.249	1746.282	18
COMBO 6	1	1.500	0	677.891	96.015	-87.516	6
	2	0.200	0	443.977	96.015	-87.516	6
	3	-1.700	0	102.102	96.015	-87.516	6
	계			7343.822	1728.270	4017.071	18

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.500	0	417.632	99.482	-133.007	6
	2	0.200	0	323.541	99.482	-133.007	6
	3	-1.700	0	186.025	99.482	-133.007	6
	계			5563.188	1790.677	-144.643	18
COMBO 2	1	1.500	0	419.650	99.482	-132.351	6
	2	0.200	0	318.181	99.482	-132.351	6
	3	-1.700	0	169.881	99.482	-132.351	6
	계			5446.270	1790.677	43.570	18
COMBO 3	1	1.500	0	353.191	74.781	-74.962	6
	2	0.200	0	234.179	74.781	-74.962	6
	3	-1.700	0	60.239	74.781	-74.962	6
	계			3885.650	1346.055	1495.975	18
COMBO 4	1	1.500	0	909.628	99.482	-125.445	6
	2	0.200	0	730.502	99.482	-125.445	6
	3	-1.700	0	468.702	99.482	-125.445	6
	계			12652.997	1790.677	2024.479	18
COMBO 5	1	1.500	0	893.468	111.970	-139.546	6
	2	0.200	0	673.337	111.970	-139.546	6
	3	-1.700	0	351.607	111.970	-139.546	6
	계			11510.471	2015.460	2751.003	18
COMBO 6	1	1.500	0	677.891	96.015	-87.516	6
	2	0.200	0	443.977	96.015	-87.516	6
	3	-1.700	0	102.102	96.015	-87.516	6
	계			7343.822	1728.270	4017.071	18

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉔ COMBO 1 : 고정하중+활하중+토압(1+3+5+7)

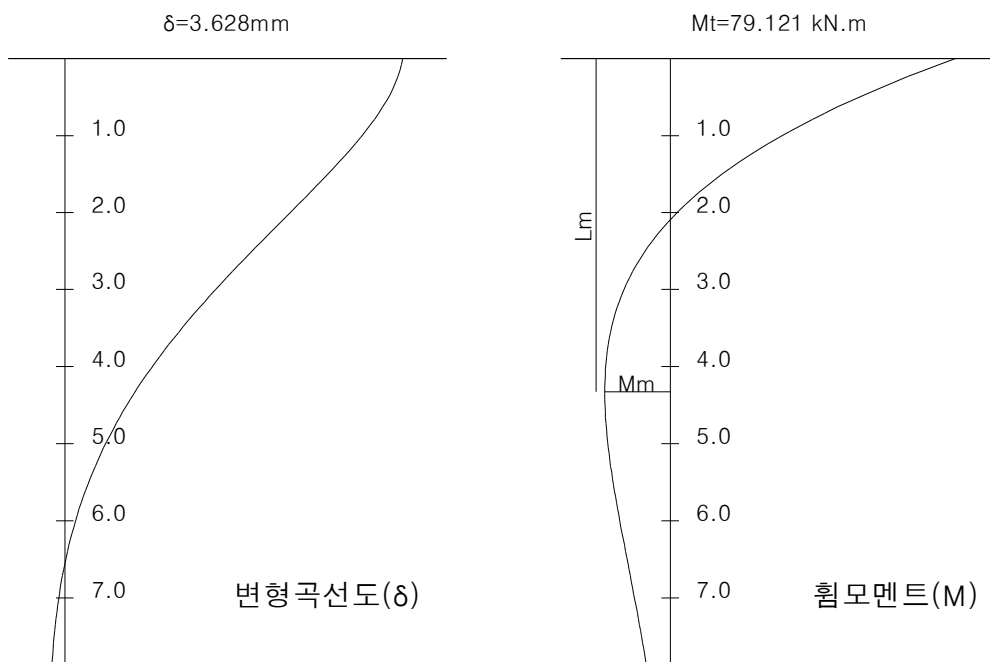
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -18.169 kN.m, 4.327 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.628 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.628 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	79.121	-58.519	3.628	
0.527	51.264	-47.353	3.466	
1.053	29.108	-36.943	3.157	
1.580	12.153	-27.649	2.764	
2.107	-0.244	-19.656	2.334	
2.633	-8.789	-13.016	1.905	
3.160	-14.186	-7.690	1.499	
3.687	-17.102	-3.575	1.134	
4.213	-18.139	-0.530	0.817	
4.740	-17.820	1.602	0.552	
5.267	-16.583	2.983	0.337	
5.793	-14.783	3.766	0.170	
6.320	-12.697	4.091	0.044	
6.847	-10.532	4.082	-0.045	
7.373	-8.437	3.843	-0.103	
7.900	-6.509	3.459	-0.138	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉞ COMBO 2 : 고정하중+활하중+토압+온도하중 (1+3+5+7)

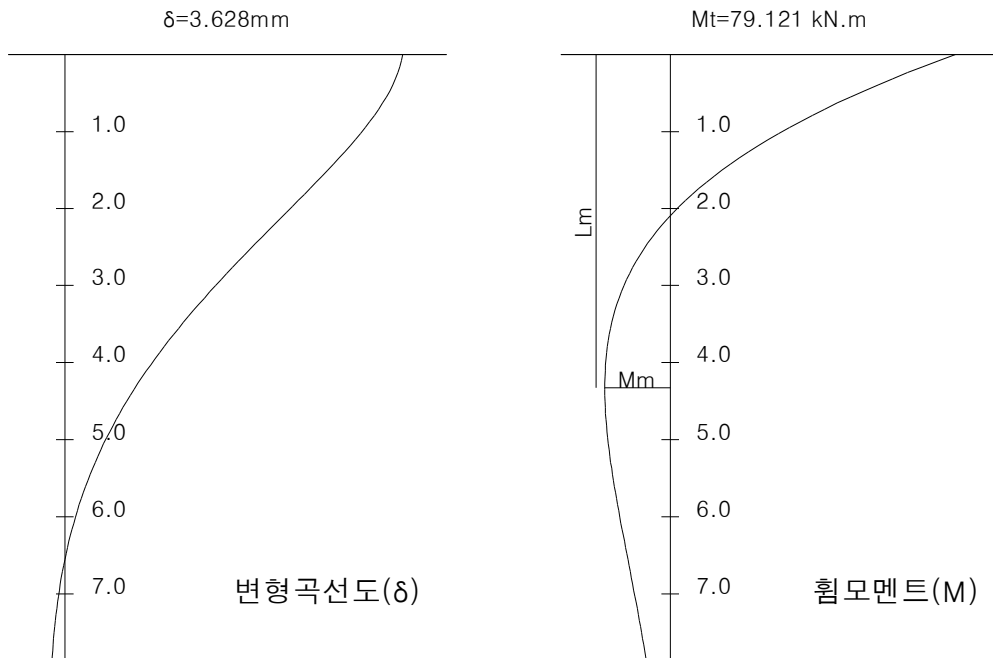
㉟ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -18.169 kN.m, 4.327 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.628 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.628 mm

㊱ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	79.121	-58.519	3.628	
0.527	51.264	-47.353	3.466	
1.053	29.108	-36.943	3.157	
1.580	12.153	-27.649	2.764	
2.107	-0.244	-19.656	2.334	
2.633	-8.789	-13.016	1.905	
3.160	-14.186	-7.690	1.499	
3.687	-17.102	-3.575	1.134	
4.213	-18.139	-0.530	0.817	
4.740	-17.820	1.602	0.552	
5.267	-16.583	2.983	0.337	
5.793	-14.783	3.766	0.170	
6.320	-12.697	4.091	0.044	
6.847	-10.532	4.082	-0.045	
7.373	-8.437	3.843	-0.103	
7.900	-6.509	3.459	-0.138	

㊲ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 3 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)

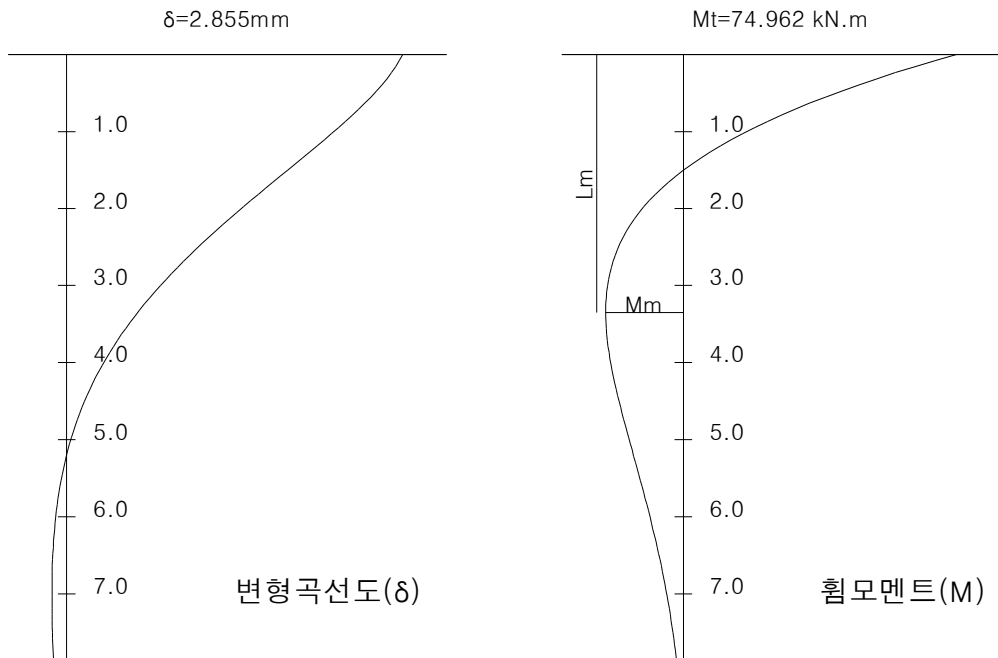
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -21.316 kN.m, 3.347 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.855 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.855 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	74.962	-74.781	2.855	
0.527	40.516	-56.315	2.602	
1.053	15.264	-39.995	2.231	
1.580	-2.086	-26.359	1.815	
2.107	-12.995	-15.532	1.404	
2.633	-18.915	-7.371	1.028	
3.160	-21.173	-1.567	0.705	
3.687	-20.912	2.265	0.443	
4.213	-19.063	4.529	0.239	
4.740	-16.349	5.610	0.090	
5.267	-13.302	5.849	-0.012	
5.793	-10.286	5.531	-0.077	
6.320	-7.533	4.883	-0.112	
6.847	-5.170	4.077	-0.125	
7.373	-3.245	3.234	-0.123	
7.900	-1.755	2.436	-0.112	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 4 : 고정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8+9)

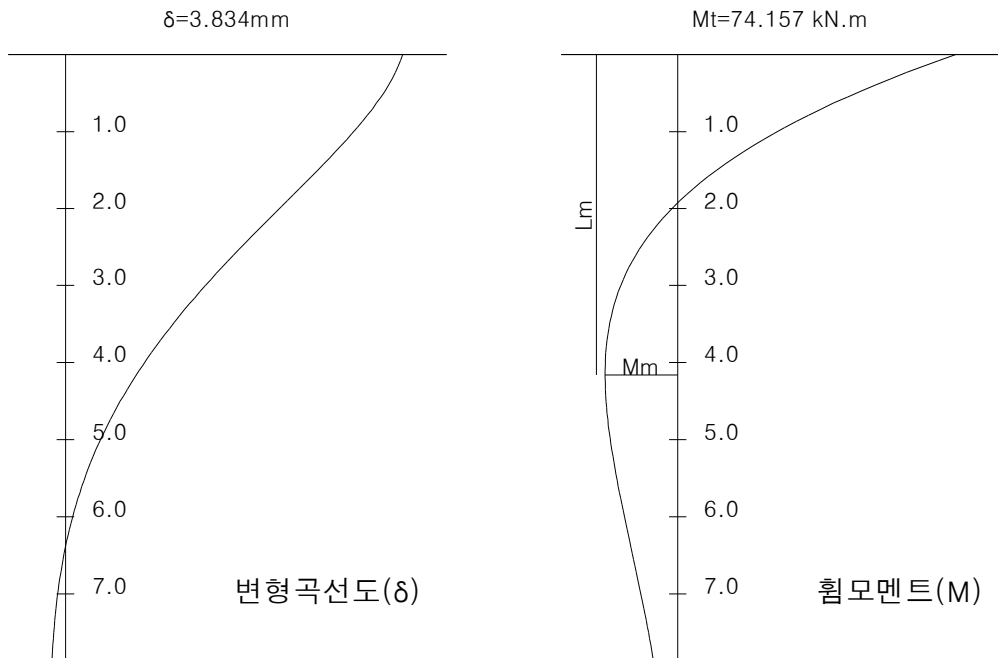
㉔ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -19.369 kN.m, 4.158 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.834 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.834 mm

㉔ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	74.157	-58.519	3.834	
0.527	46.450	-46.818	3.603	
1.053	24.673	-36.070	3.238	
1.580	8.233	-26.592	2.802	
2.107	-3.587	-18.532	2.340	
2.633	-11.541	-11.910	1.888	
3.160	-16.373	-6.660	1.469	
3.687	-18.775	-2.656	1.095	
4.213	-19.361	0.260	0.775	
4.740	-18.662	2.258	0.509	
5.267	-17.114	3.509	0.297	
5.793	-15.069	4.172	0.134	
6.320	-12.797	4.391	0.013	
6.847	-10.499	4.292	-0.071	
7.373	-8.314	3.979	-0.125	
7.900	-6.330	3.536	-0.155	

㉔ 변형곡선도 및 휨모멘트도



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

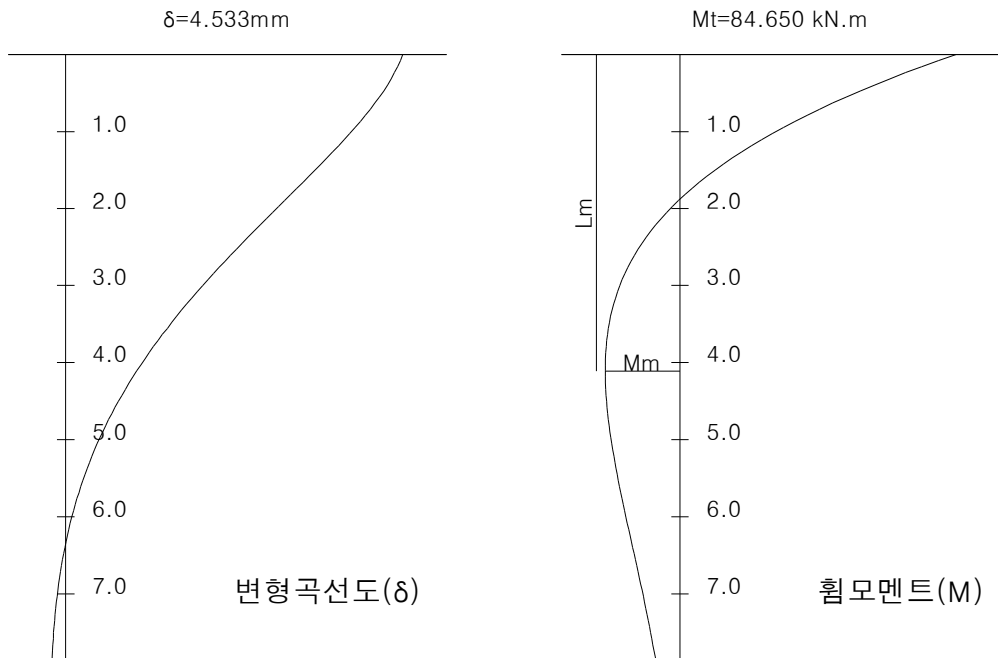
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -22.984 kN.m, 4.109 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.533 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.533 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	84.650	-68.125	4.533	
0.527	52.446	-54.323	4.241	
1.053	27.222	-41.695	3.797	
1.580	8.257	-30.599	3.274	
2.107	-5.307	-21.193	2.727	
2.633	-14.367	-13.491	2.193	
3.160	-19.801	-7.405	1.699	
3.687	-22.423	-2.780	1.262	
4.213	-22.954	0.571	0.887	
4.740	-22.010	2.851	0.579	
5.267	-20.103	4.263	0.332	
5.793	-17.639	4.994	0.143	
6.320	-14.932	5.214	0.005	
6.847	-12.211	5.068	-0.091	
7.373	-9.636	4.678	-0.152	
7.900	-7.309	4.142	-0.186	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



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

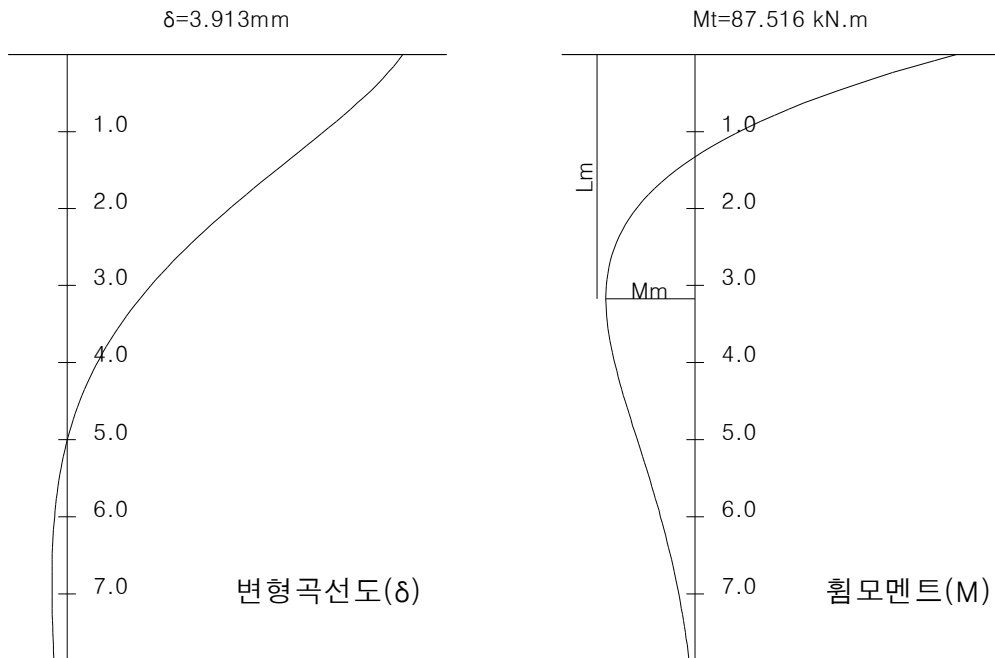
㉟ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -29.908 kN.m, 3.171 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.913 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.913 mm

㊱ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	87.516	-96.015	3.913	
0.527	43.665	-70.983	3.490	
1.053	12.156	-49.291	2.939	
1.580	-8.938	-31.477	2.351	
2.107	-21.688	-17.572	1.786	
2.633	-28.083	-7.281	1.282	
3.160	-29.907	-0.124	0.857	
3.687	-28.667	4.455	0.517	
4.213	-25.568	7.020	0.258	
4.740	-21.534	8.093	0.072	
5.267	-17.226	8.127	-0.053	
5.793	-13.090	7.495	-0.128	
6.320	-9.396	6.489	-0.166	
6.847	-6.282	5.324	-0.176	
7.373	-3.789	4.153	-0.169	
7.900	-1.892	3.071	-0.151	

㊲ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉔ COMBO 1 : 고정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8)

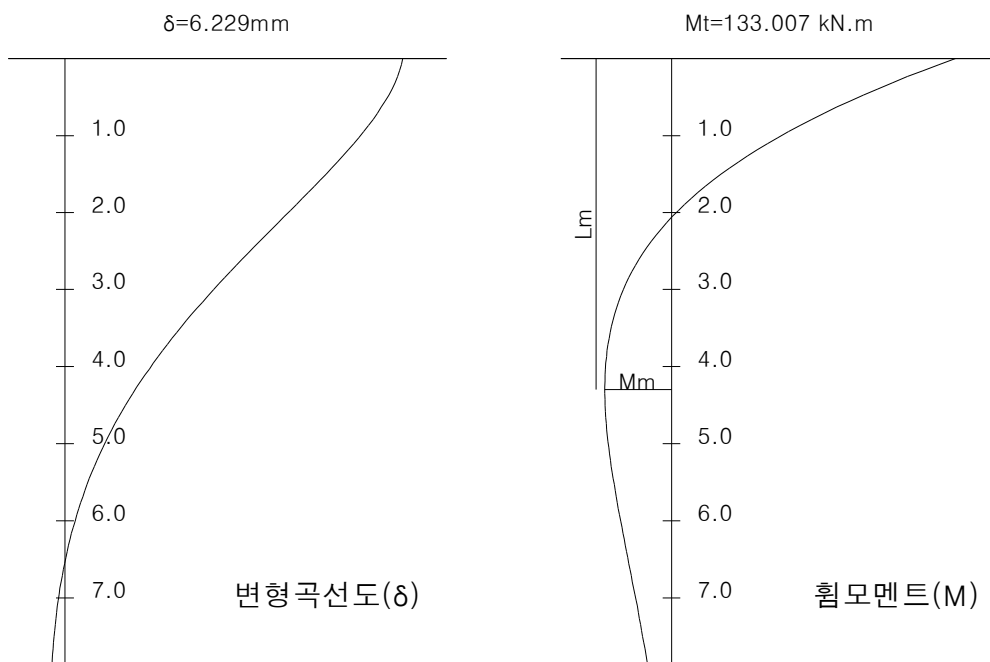
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -31.233 kN.m, 4.296 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.229 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.229 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	133.007	-99.482	6.229	
0.527	85.695	-80.339	5.934	
1.053	48.145	-62.540	5.392	
1.580	19.477	-46.684	4.710	
2.107	-1.425	-33.075	3.970	
2.633	-15.772	-21.794	3.233	
3.160	-24.776	-12.762	2.540	
3.687	-29.578	-5.799	1.916	
4.213	-31.206	-0.662	1.376	
4.740	-30.548	2.922	0.925	
5.267	-28.352	5.230	0.561	
5.793	-25.218	6.524	0.278	
6.320	-21.615	7.046	0.066	
6.847	-17.895	7.003	-0.084	
7.373	-14.306	6.575	-0.182	
7.900	-11.012	5.904	-0.240	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉞ COMBO 2 : 고정하중+활하중+토압+온도하중 (1+3+5+7+8)

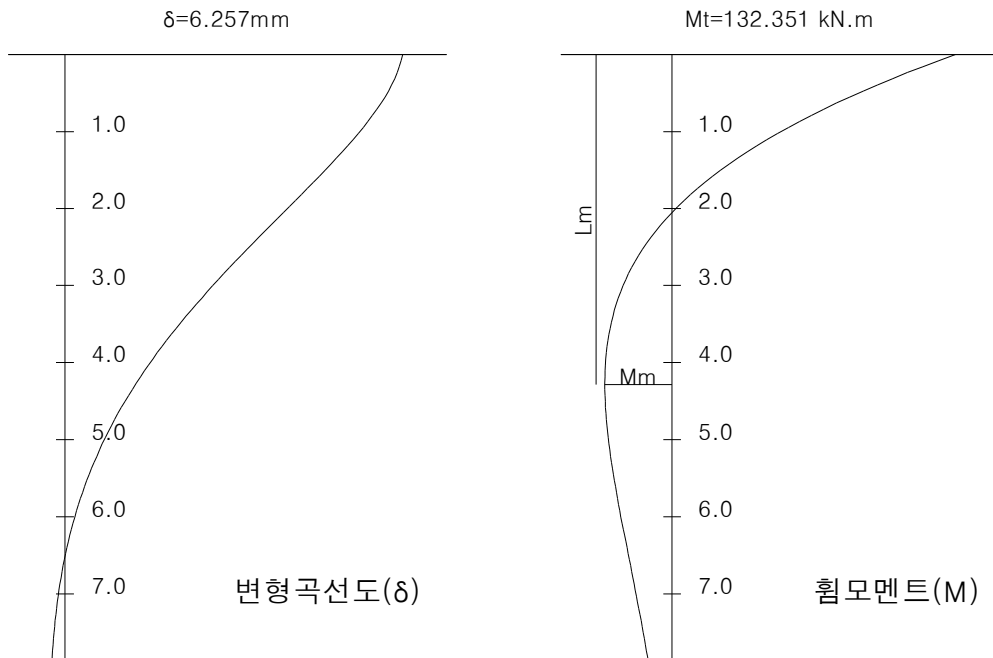
㉟ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -31.387 kN.m, 4.283 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.257 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.257 mm

㊱ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	132.351	-99.482	6.257	
0.527	85.059	-80.268	5.952	
1.053	47.559	-62.424	5.402	
1.580	18.959	-46.545	4.715	
2.107	-1.866	-32.927	3.971	
2.633	-16.136	-21.648	3.231	
3.160	-25.065	-12.626	2.536	
3.687	-29.799	-5.678	1.911	
4.213	-31.367	-0.558	1.371	
4.740	-30.660	3.009	0.920	
5.267	-28.422	5.299	0.556	
5.793	-25.255	6.578	0.273	
6.320	-21.628	7.085	0.062	
6.847	-17.891	7.031	-0.087	
7.373	-14.290	6.593	-0.185	
7.900	-10.988	5.914	-0.242	

㊲ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 3 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)

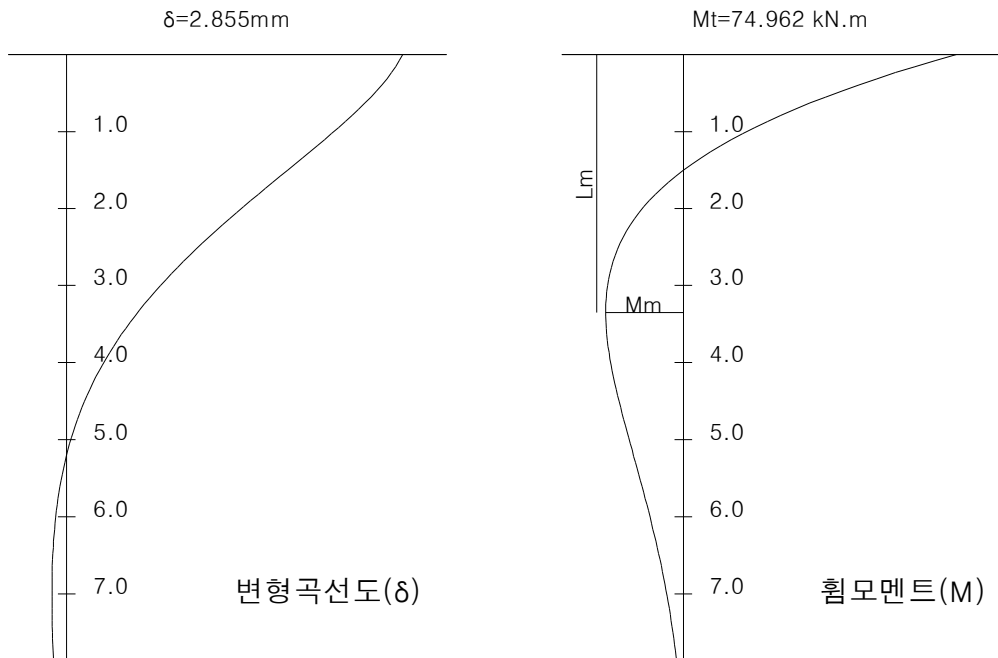
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -21.316 kN.m, 3.347 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.855 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.855 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	74.962	-74.781	2.855	
0.527	40.516	-56.315	2.602	
1.053	15.264	-39.995	2.231	
1.580	-2.086	-26.359	1.815	
2.107	-12.995	-15.532	1.404	
2.633	-18.915	-7.371	1.028	
3.160	-21.173	-1.567	0.705	
3.687	-20.912	2.265	0.443	
4.213	-19.063	4.529	0.239	
4.740	-16.349	5.610	0.090	
5.267	-13.302	5.849	-0.012	
5.793	-10.286	5.531	-0.077	
6.320	-7.533	4.883	-0.112	
6.847	-5.170	4.077	-0.125	
7.373	-3.245	3.234	-0.123	
7.900	-1.755	2.436	-0.112	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



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

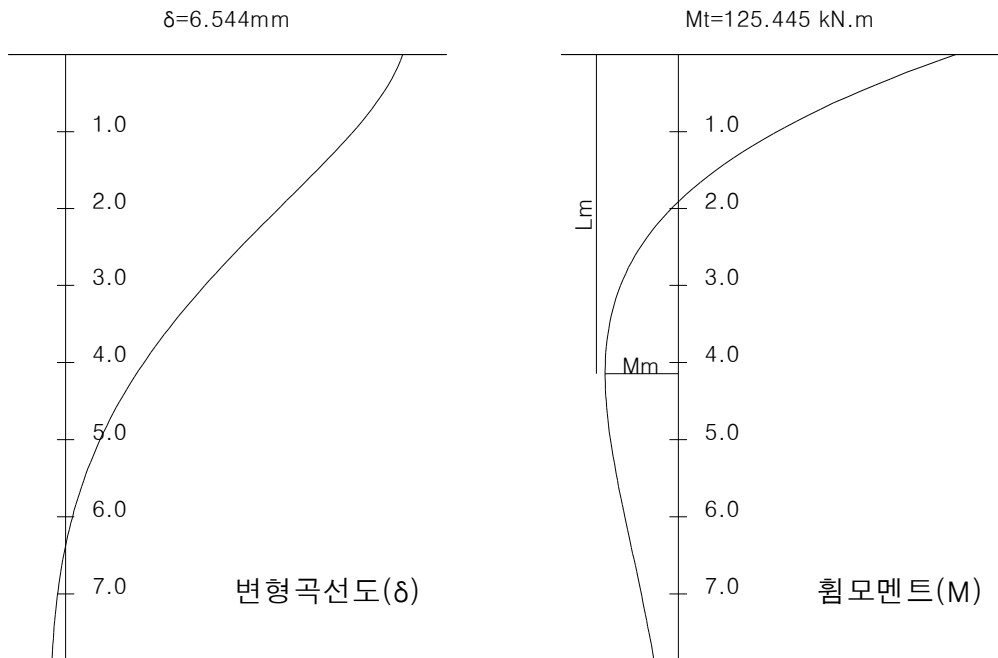
㉔ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -33.086 kN.m, 4.146 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.544 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.544 mm

㉔ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	125.445	-99.482	6.544	
0.527	78.362	-79.524	6.143	
1.053	41.389	-61.209	5.515	
1.580	13.504	-45.074	4.768	
2.107	-6.516	-31.363	3.979	
2.633	-19.964	-20.109	3.208	
3.160	-28.108	-11.193	2.493	
3.687	-32.127	-4.399	1.857	
4.213	-33.068	0.542	1.312	
4.740	-31.830	3.921	0.861	
5.267	-29.160	6.031	0.500	
5.793	-25.653	7.143	0.223	
6.320	-21.768	7.503	0.018	
6.847	-17.844	7.323	-0.124	
7.373	-14.117	6.782	-0.215	
7.900	-10.739	6.021	-0.265	

㉔ 변형곡선도 및 휨모멘트도



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

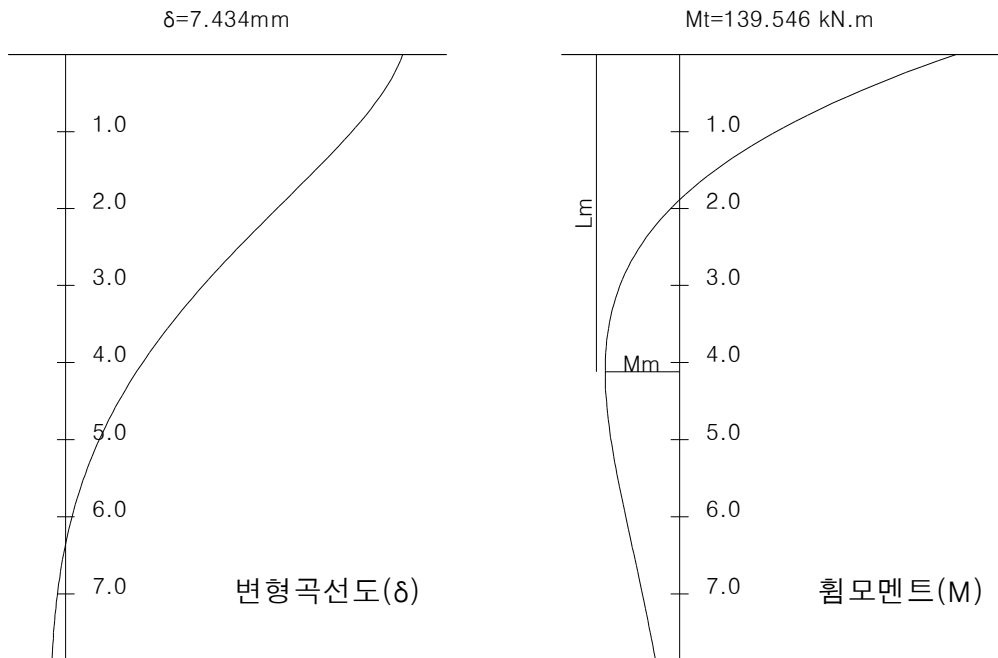
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -37.667 kN.m, 4.117 m
- 말뚝머리부의 변위 : 7.434 mm
- 지표면에서의 변위 : 7.434 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	139.546	-111.970	7.434	
0.527	86.602	-89.329	6.959	
1.053	45.113	-68.603	6.235	
1.580	13.899	-50.381	5.379	
2.107	-8.442	-34.928	4.481	
2.633	-23.383	-22.267	3.606	
3.160	-32.362	-12.256	2.795	
3.687	-36.715	-4.647	2.077	
4.213	-37.624	0.872	1.462	
4.740	-36.105	4.631	0.954	
5.267	-32.996	6.962	0.549	
5.793	-28.968	8.174	0.239	
6.320	-24.534	8.544	0.010	
6.847	-20.073	8.312	-0.148	
7.373	-15.849	7.678	-0.249	
7.900	-12.028	6.802	-0.304	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



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

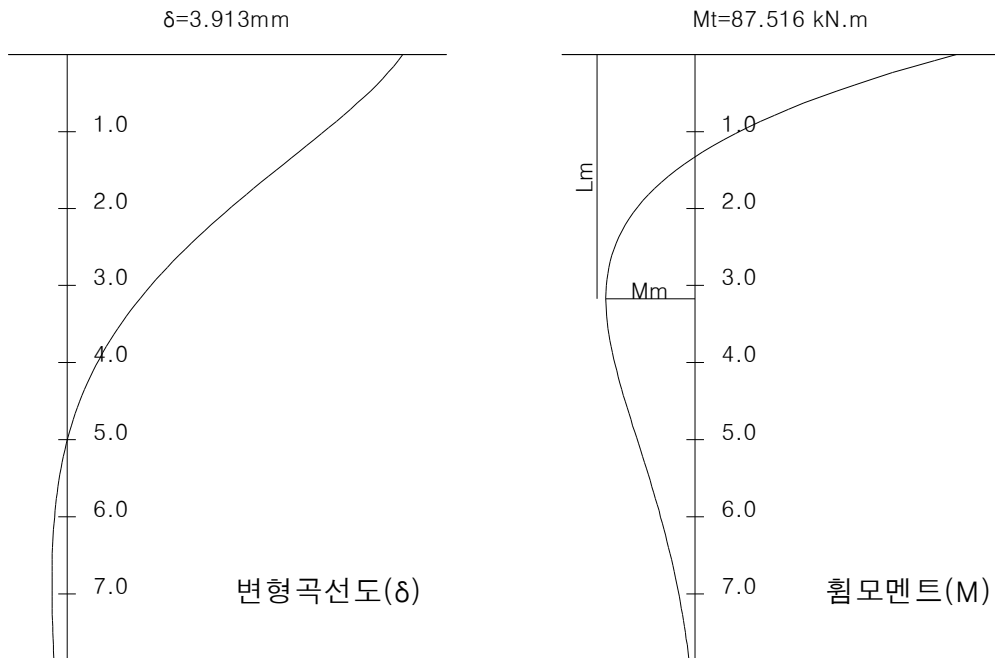
㉟ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -29.908 kN.m, 3.171 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.913 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.913 mm

㊱ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	87.516	-96.015	3.913	
0.527	43.665	-70.983	3.490	
1.053	12.156	-49.291	2.939	
1.580	-8.938	-31.477	2.351	
2.107	-21.688	-17.572	1.786	
2.633	-28.083	-7.281	1.282	
3.160	-29.907	-0.124	0.857	
3.687	-28.667	4.455	0.517	
4.213	-25.568	7.020	0.258	
4.740	-21.534	8.093	0.072	
5.267	-17.226	8.127	-0.053	
5.793	-13.090	7.495	-0.128	
6.320	-9.396	6.489	-0.166	
6.847	-6.282	5.324	-0.176	
7.373	-3.789	4.153	-0.169	
7.900	-1.892	3.071	-0.151	

㊲ 변형곡선도 및 휨모멘트도



② 말뚝머리 힌지일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	8457.504	15009.646	$2EI \beta^3$	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

유한장 보정계수 : $\phi 1 = 1.000$, $\phi 2 = 1.000$, $\phi 3 = 1.000$, $\phi 4 = 1.000$

나) 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum (K_1 \cos^2 \theta_i + K_v \sin^2 \theta_i)$	152235.1	270173.6
Axy, Ayx	$\sum (K_v - K_1) \sin \theta_i \cos \theta_i$	0.0	0.0
Axa, Aax	$\sum \{(K_v - K_1)x_i \sin \theta_i \cos \theta_i - K_2 \cos \theta_i\}$	0.0	0.0
Ayy	$\sum (K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)$	5319084.1	5319084.1
Aya, Aay	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i + K_2 \sin \theta_i\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i^2 + (K_2 + K_3)x_i \sin \theta_i + K_4\}$	9184285.2	9184285.2
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	0.0069192	0.0007564	-0.0000368	COMBO 1	0.0117626	0.0010459	-0.0000157
COMBO 2	0.0069192	0.0007564	-0.0000368	COMBO 2	0.0117626	0.0010239	0.0000047
COMBO 3	0.0049822	0.0007305	0.0001629	COMBO 3	0.0049822	0.0007305	0.0001629
COMBO 4	0.0069192	0.0016334	0.0001182	COMBO 4	0.0117626	0.0023788	0.0002204
COMBO 5	0.0080550	0.0016334	0.0001901	COMBO 5	0.0132391	0.0021640	0.0002995
COMBO 6	0.0063969	0.0013807	0.0004374	COMBO 6	0.0063969	0.0013807	0.0004374

★ 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 8.055 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	0.0069192	0.0007012	-0.0000368	207.201	58.519	0.000
	2	0.0069192	0.0007490	-0.0000368	221.336	58.519	0.000
	3	0.0069192	0.0008189	-0.0000368	241.996	58.519	0.000
COMBO 2	1	0.0069192	0.0007012	-0.0000368	207.201	58.519	0.000
	2	0.0069192	0.0007490	-0.0000368	221.336	58.519	0.000
	3	0.0069192	0.0008189	-0.0000368	241.996	58.519	0.000
COMBO 3	1	0.0049822	0.0009748	0.0001629	288.069	74.781	0.000
	2	0.0049822	0.0007631	0.0001629	225.496	74.781	0.000
	3	0.0049822	0.0004536	0.0001629	134.043	74.781	0.000
COMBO 4	1	0.0069192	0.0018107	0.0001182	535.078	58.519	0.000
	2	0.0069192	0.0016570	0.0001182	489.653	58.519	0.000
	3	0.0069192	0.0014323	0.0001182	423.264	58.519	0.000
COMBO 5	1	0.0080550	0.0019186	0.0001901	566.945	68.125	0.000
	2	0.0080550	0.0016714	0.0001901	493.902	68.125	0.000
	3	0.0080550	0.0013101	0.0001901	387.148	68.125	0.000
COMBO 6	1	0.0063969	0.0020367	0.0004374	601.864	96.015	0.000
	2	0.0063969	0.0014681	0.0004374	433.840	96.015	0.000
	3	0.0063969	0.0006371	0.0004374	188.266	96.015	0.000

- 계수하중 조합

구 분		$\delta x(i)$	$\delta y(i)$	α	$P_n(i)$	$Ph(i)$	$M_t(i)$
COMBO 1	1	0.0117626	0.0010223	-0.0000157	302.085	99.482	0.000
	2	0.0117626	0.0010427	-0.0000157	308.135	99.482	0.000
	3	0.0117626	0.0010727	-0.0000157	316.978	99.482	0.000
COMBO 2	1	0.0117626	0.0010310	0.0000047	304.673	99.482	0.000
	2	0.0117626	0.0010249	0.0000047	302.851	99.482	0.000
	3	0.0117626	0.0010158	0.0000047	300.187	99.482	0.000
COMBO 3	1	0.0049822	0.0009748	0.0001629	288.069	74.781	0.000
	2	0.0049822	0.0007631	0.0001629	225.496	74.781	0.000
	3	0.0049822	0.0004536	0.0001629	134.043	74.781	0.000
COMBO 4	1	0.0117626	0.0027094	0.0002204	800.651	99.482	0.000
	2	0.0117626	0.0024229	0.0002204	715.972	99.482	0.000
	3	0.0117626	0.0020041	0.0002204	592.210	99.482	0.000
COMBO 5	1	0.0132391	0.0026133	0.0002995	772.241	111.970	0.000
	2	0.0132391	0.0022239	0.0002995	657.173	111.970	0.000
	3	0.0132391	0.0016548	0.0002995	488.997	111.970	0.000
COMBO 6	1	0.0063969	0.0020367	0.0004374	601.864	96.015	0.000
	2	0.0063969	0.0014681	0.0004374	433.840	96.015	0.000
	3	0.0063969	0.0006371	0.0004374	188.266	96.015	0.000

▣ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$$V(i) = P_n(i) \times \cos \theta(i) - P_h(i) \times \sin \theta(i)$$

$$H(i) = P_n(i) \times \sin \theta(i) + P_h(i) \times \cos \theta(i)$$

$$H_t = \sum H(i) \times N$$

$$V_t = \sum V(i) \times N$$

$$M_t = \sum (V(i) \times x(i) + M(i)) \times N$$

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.500	0	207.201	58.519	0.000	6
	2	0.200	0	221.336	58.519	0.000	6
	3	-1.700	0	241.996	58.519	0.000	6
	계			4023.200	1053.340	0.000	18
COMBO 2	1	1.500	0	207.201	58.519	0.000	6
	2	0.200	0	221.336	58.519	0.000	6
	3	-1.700	0	241.996	58.519	0.000	6
	계			4023.200	1053.340	0.000	18
COMBO 3	1	1.500	0	288.069	74.781	0.000	6
	2	0.200	0	225.496	74.781	0.000	6
	3	-1.700	0	134.043	74.781	0.000	6
	계			3885.650	1346.055	0.000	18
COMBO 4	1	1.500	0	535.078	58.519	0.000	6
	2	0.200	0	489.653	58.519	0.000	6
	3	-1.700	0	423.264	58.519	0.000	6
	계			8687.970	1053.340	0.000	18
COMBO 5	1	1.500	0	566.945	68.125	0.000	6
	2	0.200	0	493.902	68.125	0.000	6
	3	-1.700	0	387.148	68.125	0.000	6
	계			8687.970	1226.249	0.000	18
COMBO 6	1	1.500	0	601.864	96.015	0.000	6
	2	0.200	0	433.840	96.015	0.000	6
	3	-1.700	0	188.266	96.015	0.000	6
	계			7343.822	1728.270	0.000	18

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.500	0	302.085	99.482	0.000	6
	2	0.200	0	308.135	99.482	0.000	6
	3	-1.700	0	316.978	99.482	0.000	6
	계			5563.188	1790.677	0.000	18
COMBO 2	1	1.500	0	304.673	99.482	0.000	6
	2	0.200	0	302.851	99.482	0.000	6
	3	-1.700	0	300.187	99.482	0.000	6
	계			5446.270	1790.677	0.000	18
COMBO 3	1	1.500	0	288.069	74.781	0.000	6
	2	0.200	0	225.496	74.781	0.000	6
	3	-1.700	0	134.043	74.781	0.000	6
	계			3885.650	1346.055	0.000	18
COMBO 4	1	1.500	0	800.651	99.482	0.000	6
	2	0.200	0	715.972	99.482	0.000	6
	3	-1.700	0	592.210	99.482	0.000	6
	계			12652.997	1790.677	0.000	18
COMBO 5	1	1.500	0	772.241	111.970	0.000	6
	2	0.200	0	657.173	111.970	0.000	6
	3	-1.700	0	488.997	111.970	0.000	6
	계			11510.471	2015.460	0.000	18
COMBO 6	1	1.500	0	601.864	96.015	0.000	6
	2	0.200	0	433.840	96.015	0.000	6
	3	-1.700	0	188.266	96.015	0.000	6
	계			7343.822	1728.270	0.000	18

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉔ COMBO 1 : 고정하중+활하중+토압(1+3+5+7)

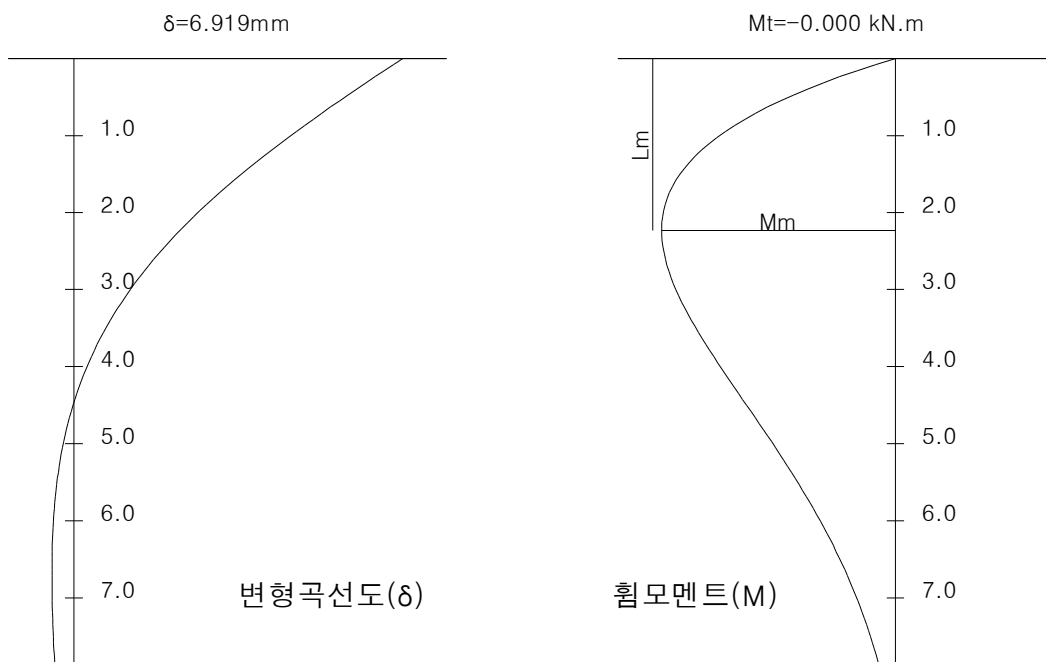
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -53.622 kN.m, 2.232 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.919 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.919 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-58.519	6.919	
0.527	-25.461	-38.830	5.650	
1.053	-41.584	-23.023	4.452	
1.580	-50.341	-10.798	3.371	
2.107	-53.514	-1.742	2.432	
2.633	-52.651	4.609	1.645	
3.160	-49.051	8.730	1.008	
3.687	-43.767	11.076	0.511	
4.213	-37.622	12.064	0.139	
4.740	-31.234	12.058	-0.126	
5.267	-25.041	11.365	-0.302	
5.793	-19.338	10.239	-0.406	
6.320	-14.297	8.877	-0.455	
6.847	-10.002	7.430	-0.462	
7.373	-6.466	6.008	-0.441	
7.900	-3.656	4.683	-0.402	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



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

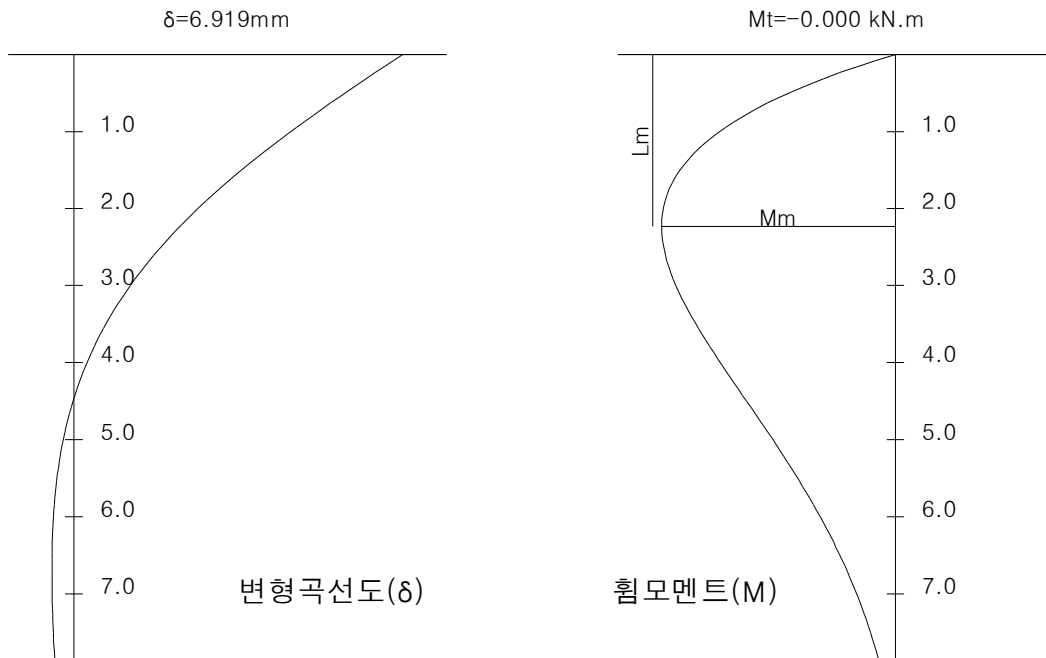
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -53.622 kN.m, 2.232 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.919 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.919 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-58.519	6.919	
0.527	-25.461	-38.830	5.650	
1.053	-41.584	-23.023	4.452	
1.580	-50.341	-10.798	3.371	
2.107	-53.514	-1.742	2.432	
2.633	-52.651	4.609	1.645	
3.160	-49.051	8.730	1.008	
3.687	-43.767	11.076	0.511	
4.213	-37.622	12.064	0.139	
4.740	-31.234	12.058	-0.126	
5.267	-25.041	11.365	-0.302	
5.793	-19.338	10.239	-0.406	
6.320	-14.297	8.877	-0.455	
6.847	-10.002	7.430	-0.462	
7.373	-6.466	6.008	-0.441	
7.900	-3.656	4.683	-0.402	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 3 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)

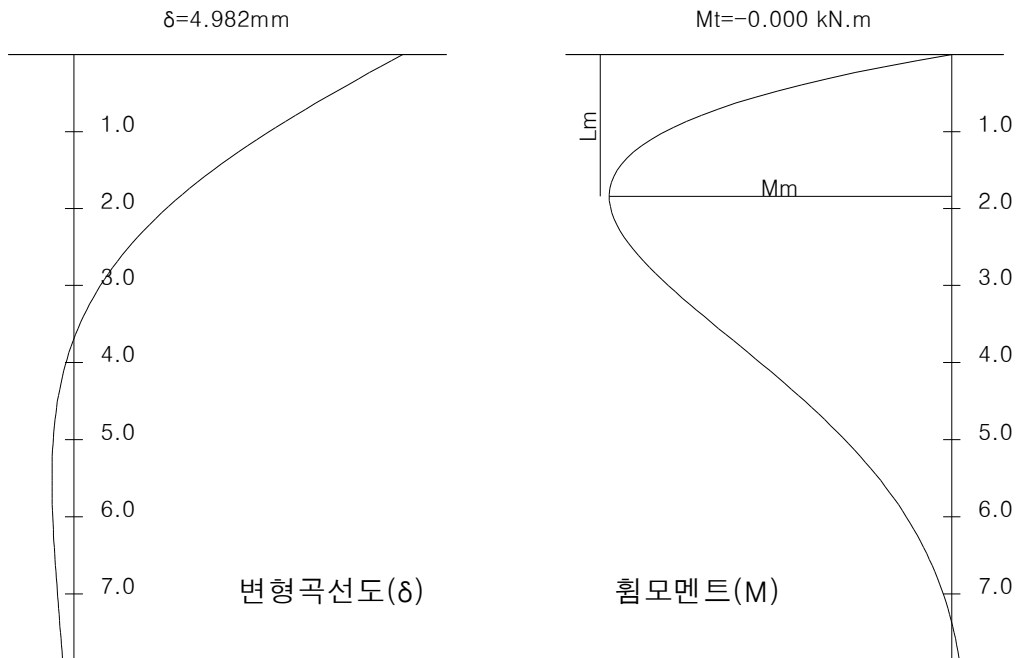
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -56.597 kN.m, 1.844 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.982 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.982 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-74.781	4.982	
0.527	-31.206	-44.962	3.881	
1.053	-48.620	-22.307	2.866	
1.580	-55.827	-6.049	1.987	
2.107	-55.938	4.818	1.267	
2.633	-51.510	11.369	0.704	
3.160	-44.539	14.636	0.289	
3.687	-36.506	15.545	0.000	
4.213	-28.441	14.875	-0.184	
4.740	-21.004	13.251	-0.287	
5.267	-14.566	11.148	-0.329	
5.793	-9.284	8.909	-0.330	
6.320	-5.165	6.763	-0.304	
6.847	-2.120	4.848	-0.263	
7.373	-0.005	3.236	-0.215	
7.900	1.345	1.946	-0.168	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 4 : 고정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8+9)

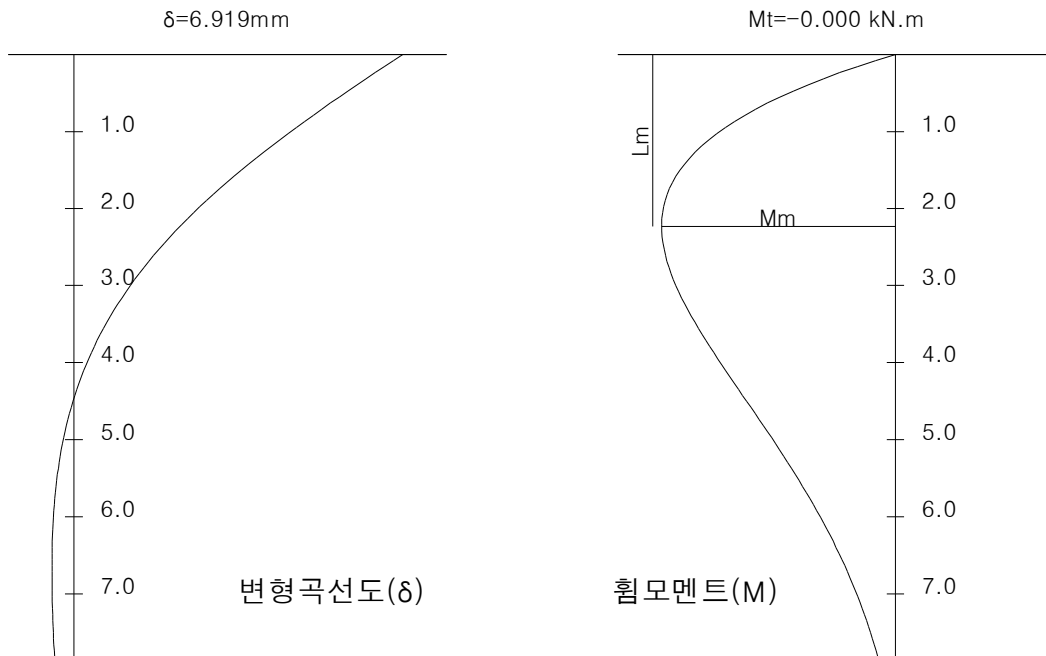
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -53.622 kN.m, 2.232 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.919 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.919 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-58.519	6.919	
0.527	-25.461	-38.830	5.650	
1.053	-41.584	-23.023	4.452	
1.580	-50.341	-10.798	3.371	
2.107	-53.514	-1.742	2.432	
2.633	-52.651	4.609	1.645	
3.160	-49.051	8.730	1.008	
3.687	-43.767	11.076	0.511	
4.213	-37.622	12.064	0.139	
4.740	-31.234	12.058	-0.126	
5.267	-25.041	11.365	-0.302	
5.793	-19.338	10.239	-0.406	
6.320	-14.297	8.877	-0.455	
6.847	-10.002	7.430	-0.462	
7.373	-6.466	6.008	-0.441	
7.900	-3.656	4.683	-0.402	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



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

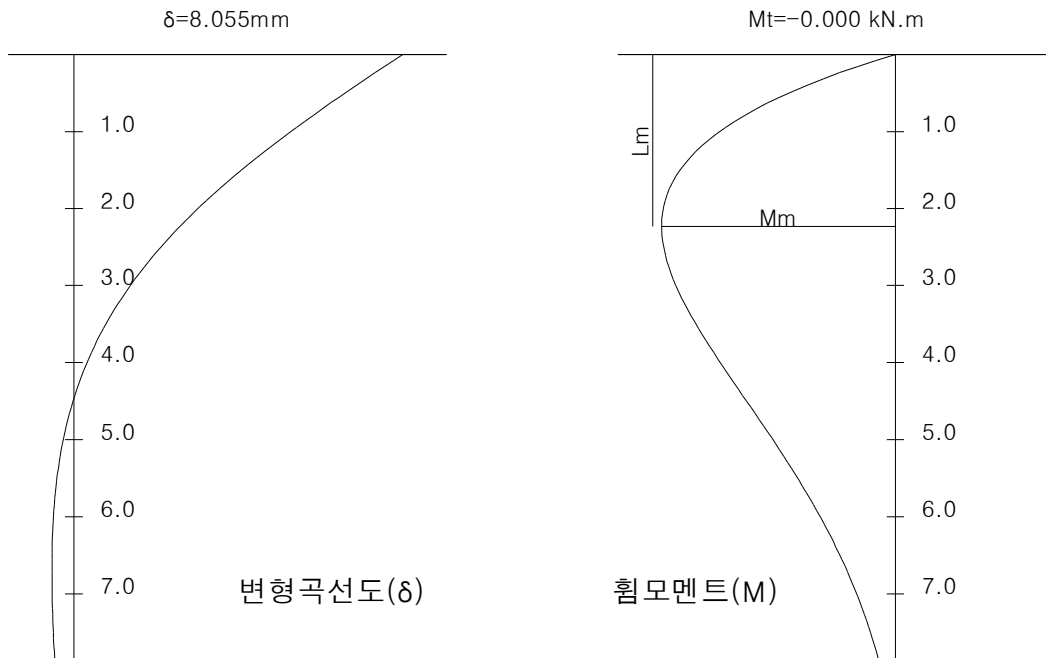
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -62.424 kN.m, 2.232 m
- 말뚝머리부의 변위 : 8.055 mm
- 지표면에서의 변위 : 8.055 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-68.125	8.055	
0.527	-29.640	-45.204	6.578	
1.053	-48.410	-26.802	5.183	
1.580	-58.605	-12.570	3.924	
2.107	-62.298	-2.028	2.831	
2.633	-61.294	5.365	1.916	
3.160	-57.103	10.163	1.174	
3.687	-50.951	12.894	0.595	
4.213	-43.798	14.045	0.161	
4.740	-36.361	14.037	-0.147	
5.267	-29.152	13.231	-0.352	
5.793	-22.512	11.920	-0.473	
6.320	-16.644	10.334	-0.529	
6.847	-11.644	8.650	-0.538	
7.373	-7.528	6.994	-0.514	
7.900	-4.257	5.452	-0.468	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



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

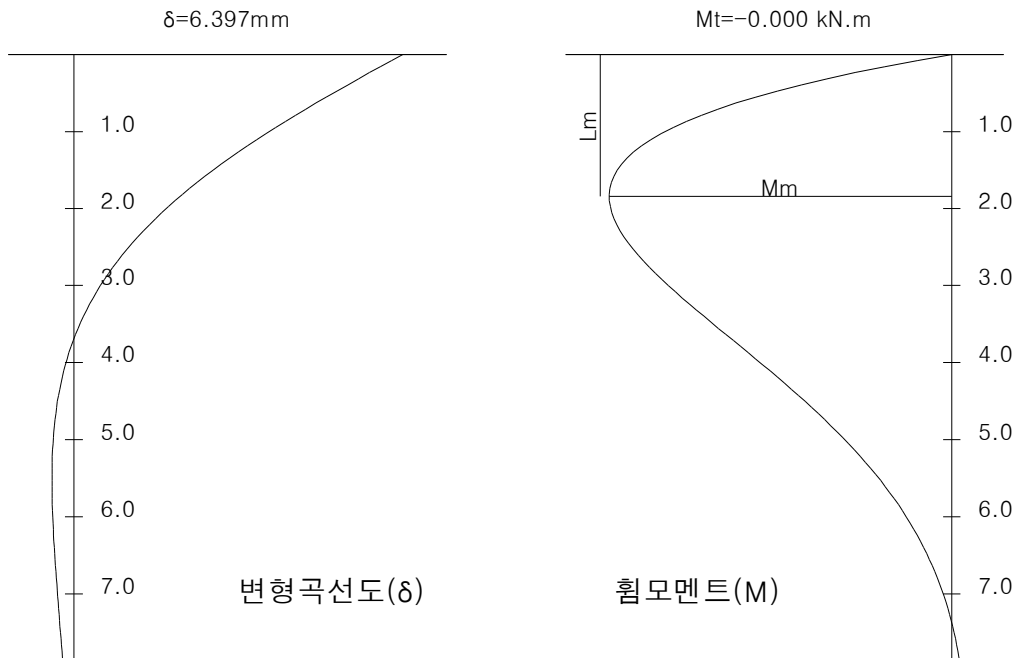
㉟ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -72.668 kN.m, 1.844 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.397 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.397 mm

㊱ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-96.015	6.397	
0.527	-40.067	-57.729	4.983	
1.053	-62.426	-28.641	3.680	
1.580	-71.680	-7.766	2.552	
2.107	-71.822	6.186	1.626	
2.633	-66.136	14.597	0.904	
3.160	-57.186	18.792	0.371	
3.687	-46.872	19.960	0.000	
4.213	-36.517	19.099	-0.236	
4.740	-26.968	17.014	-0.368	
5.267	-18.702	14.314	-0.423	
5.793	-11.921	11.439	-0.424	
6.320	-6.632	8.683	-0.390	
6.847	-2.722	6.225	-0.337	
7.373	-0.007	4.155	-0.277	
7.900	1.727	2.499	-0.216	

㊲ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉔ COMBO 1 : 고정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8)

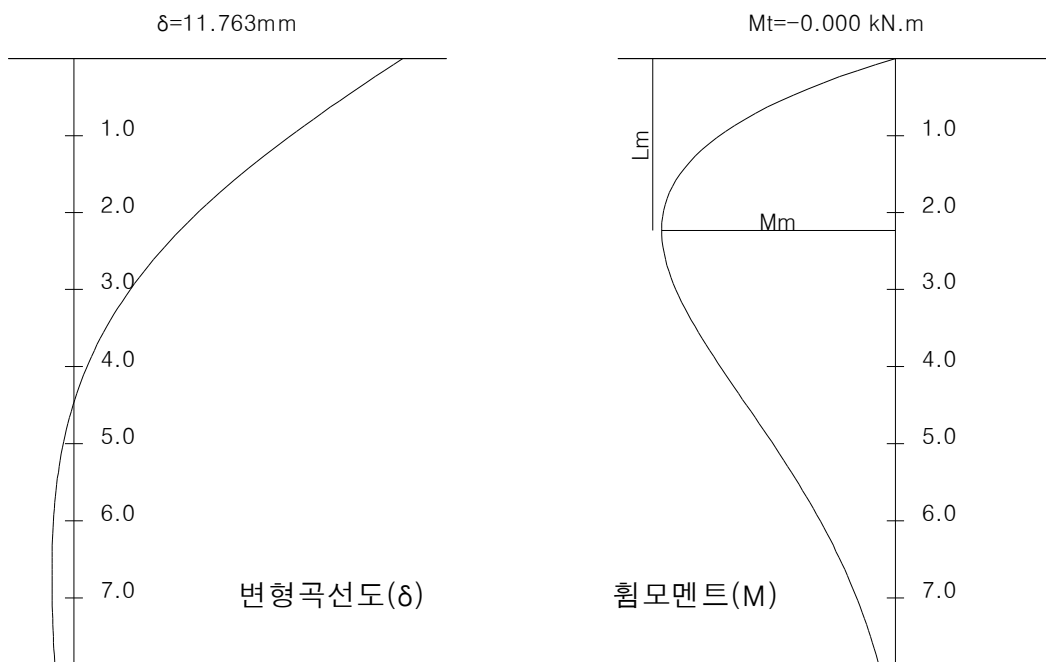
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -91.157 kN.m, 2.232 m
- 말뚝머리부의 변위 : 11.763 mm
- 지표면에서의 변위 : 11.763 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-99.482	11.763	
0.527	-43.283	-66.011	9.606	
1.053	-70.692	-39.139	7.569	
1.580	-85.580	-18.356	5.731	
2.107	-90.974	-2.961	4.135	
2.633	-89.506	7.835	2.797	
3.160	-83.386	14.840	1.714	
3.687	-74.404	18.830	0.869	
4.213	-63.958	20.509	0.236	
4.740	-53.097	20.498	-0.215	
5.267	-42.570	19.321	-0.514	
5.793	-32.874	17.406	-0.690	
6.320	-24.305	15.091	-0.773	
6.847	-17.003	12.632	-0.786	
7.373	-10.992	10.213	-0.750	
7.900	-6.216	7.961	-0.683	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉞ COMBO 2 : 고정하중+활하중+토압+온도하중 (1+3+5+7+8)

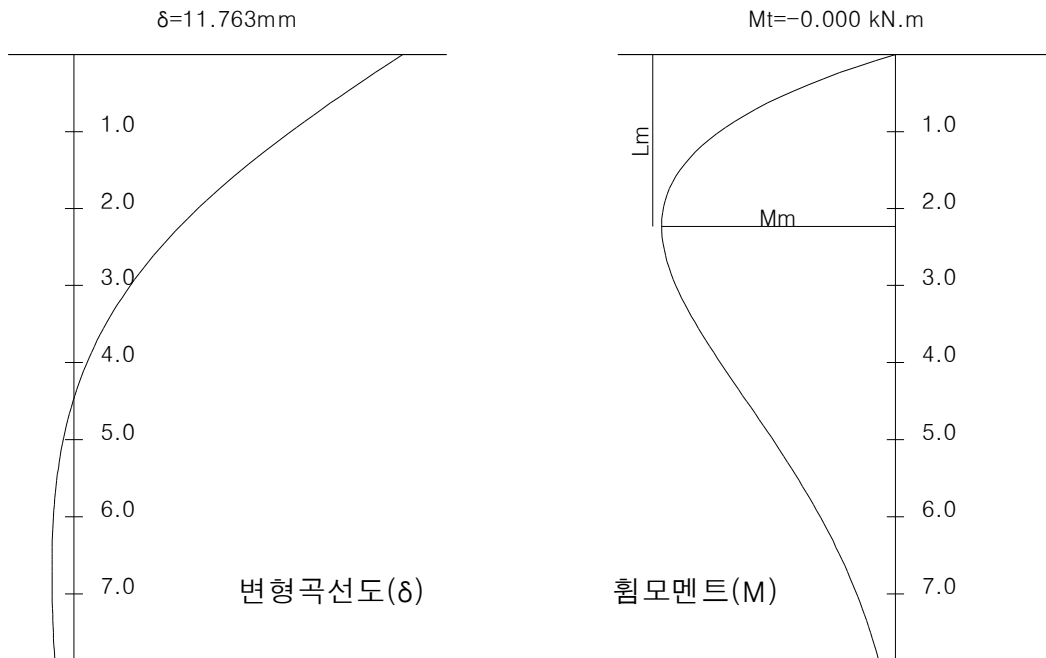
㉟ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -91.157 kN.m, 2.232 m
- 말뚝머리부의 변위 : 11.763 mm
- 지표면에서의 변위 : 11.763 mm

㊱ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-99.482	11.763	
0.527	-43.283	-66.011	9.606	
1.053	-70.692	-39.139	7.569	
1.580	-85.580	-18.356	5.731	
2.107	-90.974	-2.961	4.135	
2.633	-89.506	7.835	2.797	
3.160	-83.386	14.840	1.714	
3.687	-74.404	18.830	0.869	
4.213	-63.958	20.509	0.236	
4.740	-53.097	20.498	-0.215	
5.267	-42.570	19.321	-0.514	
5.793	-32.874	17.406	-0.690	
6.320	-24.305	15.091	-0.773	
6.847	-17.003	12.632	-0.786	
7.373	-10.992	10.213	-0.750	
7.900	-6.216	7.961	-0.683	

㊲ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 3 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)

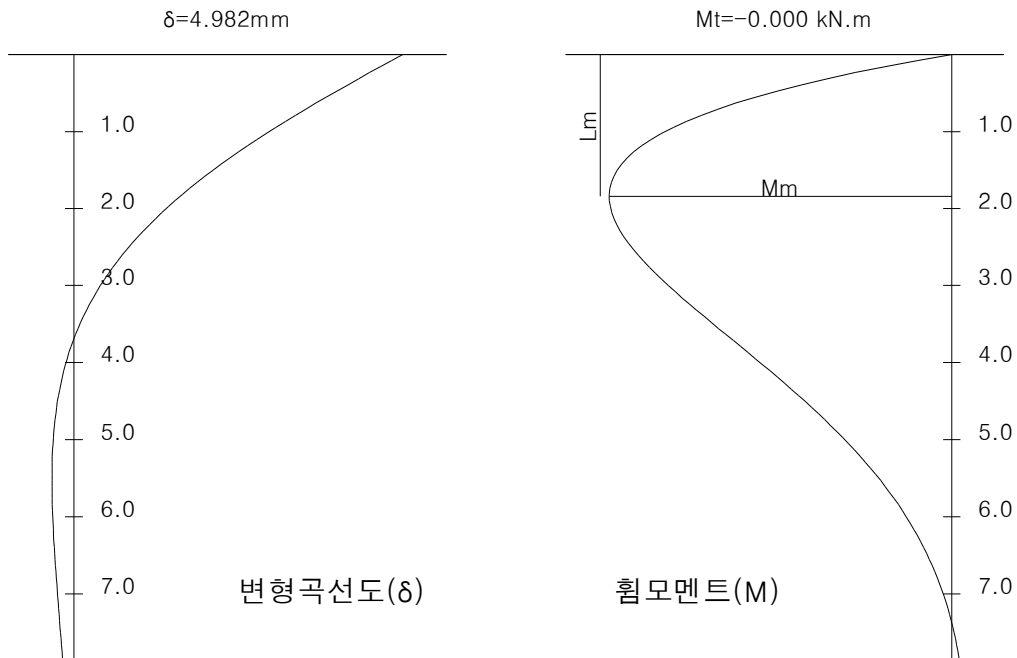
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -56.597 kN.m, 1.844 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.982 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.982 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-74.781	4.982	
0.527	-31.206	-44.962	3.881	
1.053	-48.620	-22.307	2.866	
1.580	-55.827	-6.049	1.987	
2.107	-55.938	4.818	1.267	
2.633	-51.510	11.369	0.704	
3.160	-44.539	14.636	0.289	
3.687	-36.506	15.545	0.000	
4.213	-28.441	14.875	-0.184	
4.740	-21.004	13.251	-0.287	
5.267	-14.566	11.148	-0.329	
5.793	-9.284	8.909	-0.330	
6.320	-5.165	6.763	-0.304	
6.847	-2.120	4.848	-0.263	
7.373	-0.005	3.236	-0.215	
7.900	1.345	1.946	-0.168	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



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

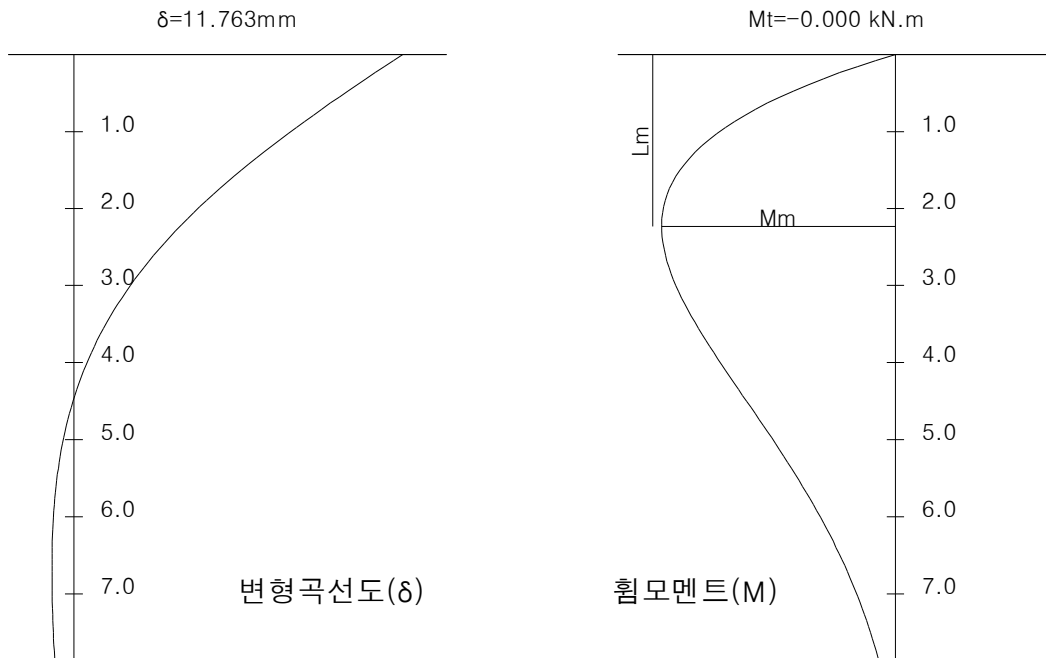
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -91.157 kN.m, 2.232 m
- 말뚝머리부의 변위 : 11.763 mm
- 지표면에서의 변위 : 11.763 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-99.482	11.763	
0.527	-43.283	-66.011	9.606	
1.053	-70.692	-39.139	7.569	
1.580	-85.580	-18.356	5.731	
2.107	-90.974	-2.961	4.135	
2.633	-89.506	7.835	2.797	
3.160	-83.386	14.840	1.714	
3.687	-74.404	18.830	0.869	
4.213	-63.958	20.509	0.236	
4.740	-53.097	20.498	-0.215	
5.267	-42.570	19.321	-0.514	
5.793	-32.874	17.406	-0.690	
6.320	-24.305	15.091	-0.773	
6.847	-17.003	12.632	-0.786	
7.373	-10.992	10.213	-0.750	
7.900	-6.216	7.961	-0.683	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



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

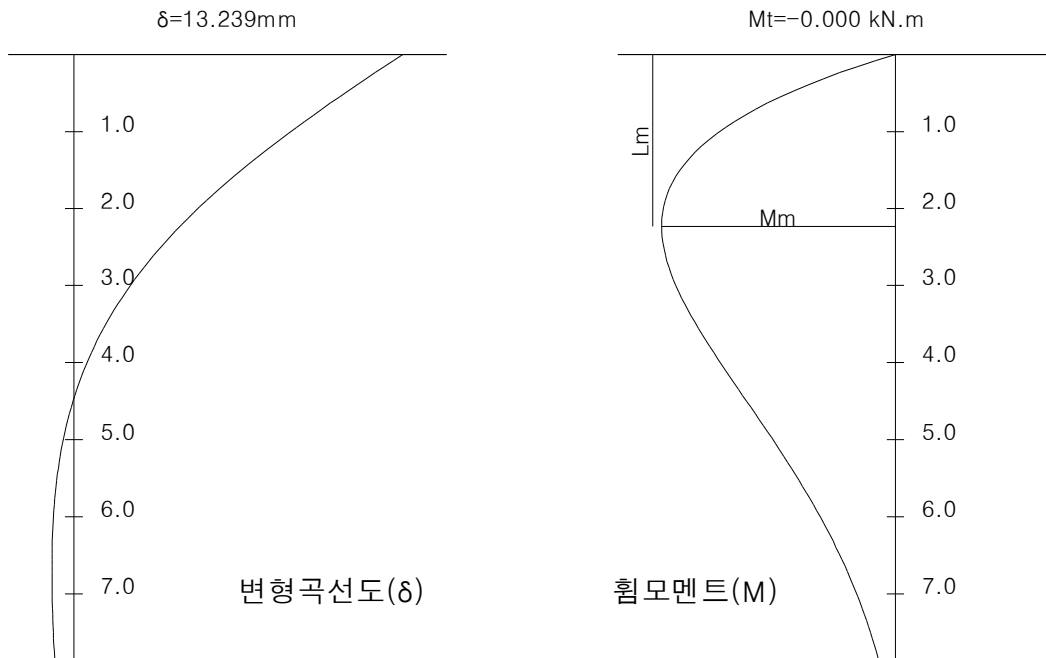
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -102.600 kN.m, 2.232 m
- 말뚝머리부의 변위 : 13.239 mm
- 지표면에서의 변위 : 13.239 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-111.970	13.239	
0.527	-48.716	-74.298	10.811	
1.053	-79.566	-44.052	8.519	
1.580	-96.322	-20.660	6.450	
2.107	-102.393	-3.333	4.654	
2.633	-100.742	8.818	3.148	
3.160	-93.854	16.703	1.929	
3.687	-83.744	21.193	0.978	
4.213	-71.986	23.084	0.265	
4.740	-59.762	23.071	-0.242	
5.267	-47.914	21.747	-0.578	
5.793	-37.001	19.591	-0.777	
6.320	-27.357	16.985	-0.870	
6.847	-19.138	14.218	-0.885	
7.373	-12.372	11.496	-0.845	
7.900	-6.996	8.961	-0.768	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



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

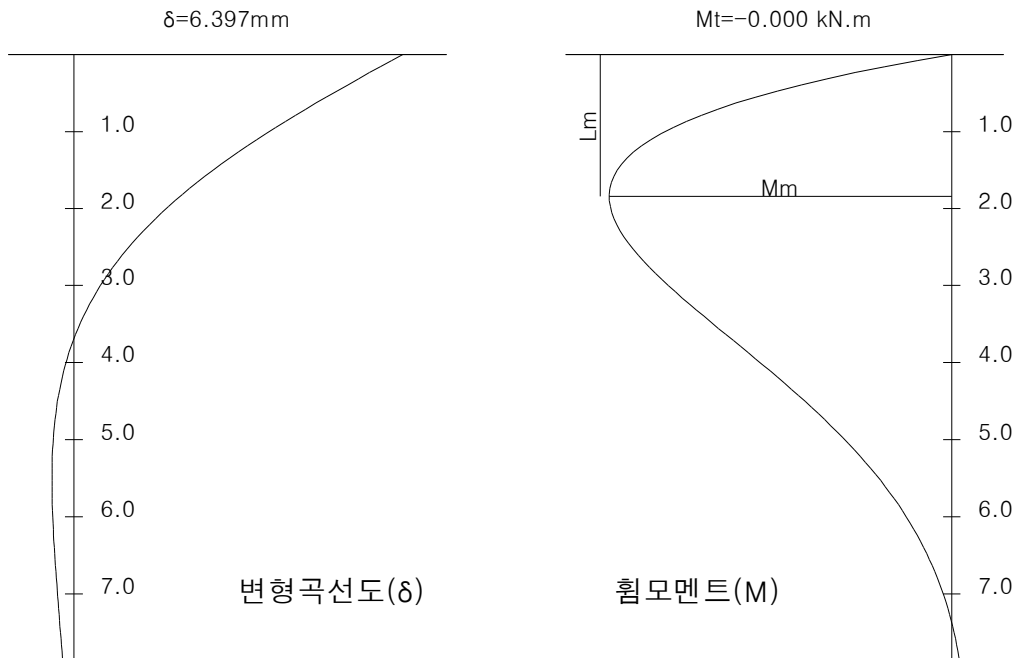
㉟ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -72.668 kN.m, 1.844 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.397 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.397 mm

㊱ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-96.015	6.397	
0.527	-40.067	-57.729	4.983	
1.053	-62.426	-28.641	3.680	
1.580	-71.680	-7.766	2.552	
2.107	-71.822	6.186	1.626	
2.633	-66.136	14.597	0.904	
3.160	-57.186	18.792	0.371	
3.687	-46.872	19.960	0.000	
4.213	-36.517	19.099	-0.236	
4.740	-26.968	17.014	-0.368	
5.267	-18.702	14.314	-0.423	
5.793	-11.921	11.439	-0.424	
6.320	-6.632	8.683	-0.390	
6.847	-2.722	6.225	-0.337	
7.373	-0.007	4.155	-0.277	
7.900	1.727	2.499	-0.216	

㊲ 변형곡선도 및 휨모멘트도



5) 말뚝의 안정성 검토

① 말뚝의 허용지지력 검토

가) 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 군말뚝의 영향 없음

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

Ra1 = 1586.000 kN (평상시) : 『지반조사보고서』 참조

Ra2 = 2379.000 kN (지진시) : 『지반조사보고서』 참조

나) 말뚝의 허용 수평변위 검토

평상시의 말뚝의 허용 수평변위 $\delta a = 15.000 > \delta = 8.0550 \text{ mm}$ 0.K

지진시의 말뚝의 허용 수평변위 $\delta a = 15.000 > \delta = 6.3969 \text{ mm}$ 0.K

다) 말뚝의 허용인발력

Pa1 = 184.3 kN (평상시) : 『지반조사보고서』 참조

Pa2 = 276.5 kN (지진시) : 『지반조사보고서』 참조

라) 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	275.935	164.097	1586.000	184.300	0.K
	HINGE	241.996	207.201	1586.000	184.300	0.K
COMBO 2	FIX	275.935	164.097	1586.000	184.300	0.K
	HINGE	241.996	207.201	1586.000	184.300	0.K
COMBO 3	FIX	353.191	60.239	2379.000	276.450	0.K
	HINGE	288.069	134.043	2379.000	276.450	0.K
COMBO 4	FIX	599.500	350.252	1586.000	184.300	0.K
	HINGE	535.078	423.264	1586.000	184.300	0.K
COMBO 5	FIX	640.482	303.805	1586.000	184.300	0.K
	HINGE	566.945	387.148	1586.000	184.300	0.K
COMBO 6	FIX	677.891	102.102	2379.000	276.450	0.K
	HINGE	601.864	188.266	2379.000	276.450	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 : 8.00 m

이음개소수 : 0 개소

말뚝이음에 의한 허용응력 감소율 : 0.00%

장경비 (L/D) = 7.90/0.508 = 15.551 < 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	275.935	79.121	60.213	140.00	0.K
	HINGE	241.996	53.622	44.351	140.00	0.K
COMBO 2	FIX	275.935	79.121	60.213	140.00	0.K
	HINGE	241.996	53.622	44.351	140.00	0.K
COMBO 3	FIX	353.191	74.962	62.961	210.00	0.K
	HINGE	288.069	56.597	48.915	210.00	0.K
COMBO 4	FIX	599.500	74.157	78.400	140.00	0.K
	HINGE	535.078	53.622	63.236	140.00	0.K
COMBO 5	FIX	640.482	84.650	86.668	140.00	0.K
	HINGE	566.945	62.424	70.010	140.00	0.K
COMBO 6	FIX	677.891	87.516	90.616	210.00	0.K
	HINGE	601.864	72.668	77.754	210.00	0.K

640.482		86.668		0.K
677.891		90.616		0.K

다) 말뚝의 전단응력 검토

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

$$= 120.000 \text{ MPa (지진시)}$$

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

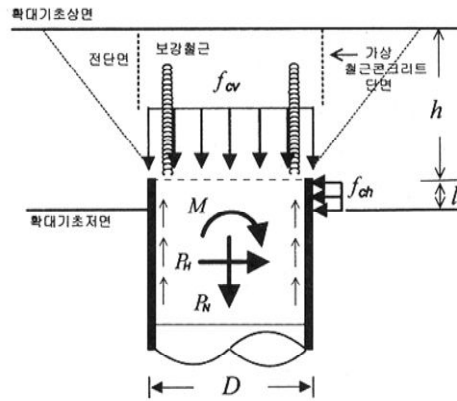
$$\alpha = 4 \times (D^2 + D \times d + d^2) / (3 \times (D^2 + d^2))$$

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

$$= 1.999 : \text{전단형상계수}$$

구 분		H(kN)	τ	τ_{sa}	비 고
COMBO 1	FIX	58.519	7.539	80.000	0.K
	HINGE	58.519	7.539	80.000	0.K
COMBO 2	FIX	58.519	7.539	80.000	0.K
	HINGE	58.519	7.539	80.000	0.K
COMBO 3	FIX	74.781	9.634	120.000	0.K
	HINGE	74.781	9.634	120.000	0.K
COMBO 4	FIX	58.519	7.539	80.000	0.K
	HINGE	58.519	7.539	80.000	0.K
COMBO 5	FIX	68.125	8.777	80.000	0.K
	HINGE	68.125	8.777	80.000	0.K
COMBO 6	FIX	96.015	12.370	120.000	0.K
	HINGE	96.015	12.370	120.000	0.K

6) 말뚝과 확대기초의 결합부 검토



① 압입력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수직지압응력

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

f_{ck} : 콘크리트의 설계기준강도(MPa)

P_{Nmax} : 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)

$$\begin{aligned} f_{cv} &= 640482.4 / (\pi/4 \times 508^2) \\ &= 3.160 \text{ MPa} \leq f_{ca} = 6.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

* 수직지압응력(f_{cv}) 검토 (지진시)

$$\begin{aligned} f_{cv} &= 677891.3 / (\pi/4 \times 508^2) \\ &= 3.345 \text{ MPa} \leq f_{ca'} = 7.980 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

b. 확대기초 콘크리트의 압발전단응력

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

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

$\tau_{a3'}$: 지진시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) , (해설표 참조)

h : 확대기초의 유효두께 (mm)

-해설 표. 확대기초의 허용수직압발전단응력, τ_{a3} (MPa)

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

* 압발전단응력(τ_v) 검토 (상시)

$$\begin{aligned} \tau_v &= 640482.4 / \{ \pi \times (508 + 900) \times 900 \} \\ &= 0.161 \text{ MPa} \leq \tau_{a3} = 0.900 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

* 압발전단응력(τ_v) 검토 (지진시)

$$\begin{aligned} \tau_v &= 677891.3 / \{ \pi \times (508 + 900) \times 900 \} \\ &= 0.170 \text{ MPa} \leq \tau_{a3'} = 1.197 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 인발력에 대한 검토

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

③ 수평력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수평지압응력

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

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

l : 말뚝의 매입길이 = 100 mm

* 수평지압응력(f_{ch}) 검토 (상시)

$$\begin{aligned} f_{ch} &= 68124.949 / (508 \times 100) \\ &= 1.341 \text{ MPa} \leq f_{ca} = 6.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

* 수평지압응력(f_{ch}) 검토 (지진시)

$$\begin{aligned} f_{ch} &= 96014.994 / (508 \times 100) \\ &= 1.890 \text{ MPa} \leq f_{ca'} = 7.980 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

b. 확대기초 단부 말쪽에 대한 수평압발전단응력

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

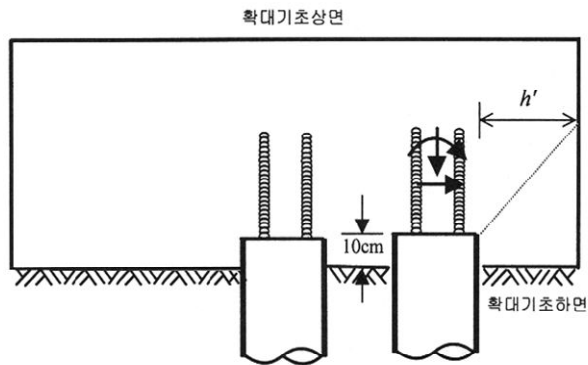
h' : 수평방향의 압발전단에 저항하는 확대기초의 유효두께 (m)

* 수평압발전단응력(f_{ch}) 검토 (상시)

$$\begin{aligned} \tau_h &= 68124.949 / \{396 \times (200 + 508 + 792)\} \\ &= 0.115 \text{ MPa} \leq \tau_{a3} = 0.900 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

* 수평압발전단응력(f_{ch}) 검토 (지진시)

$$\begin{aligned} \tau_h &= 96014.994 / \{396 \times (200 + 508 + 792)\} \\ &= 0.162 \text{ MPa} \leq \tau_{a3'} = 1.197 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$



④ 철근정착

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

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

A_{st} : 이형철근의 공칭단면적 (mm^2) , (해설표 참조)

U : 이형철근의 공칭둘레길이 (mm)

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

$d1$: 이형철근의 공칭지름 (mm)

- 해설 표. 이형철근의 허용응력, f_{sa1} (MPa)

철근의 종류	SD30	SD35	SD40
인장 및 압축응력	150	175	180

- 해설 표. 이형철근의 표준치수

철근의 종류, D(mm)	D19	D22	D25	D29	D32
공칭지름, d1(mm)	19.1	22.2	25.4	28.6	31.8
공칭단면적, $A_{st}(\text{mm}^2)$	286.5	387.1	506.7	642.4	794.2
공칭둘레, U(mm)	60.0	70.0	80.0	90.0	100.0

- 해설 표. 콘크리트의 허용부착응력, τ_{oa} (MPa)

콘크리트의 설계기준강도 (f_{ck})	21.0	24.0	27.0	30.0
이형철근과 콘크리트의 허용부착응력 (τ_{oa})	1.4	1.6	1.7	1.8

★ 철근의 정착길이

일반적으로, $L_o \geq L_{\min} = 35d1$ 로 하는 것이 좋다. $L_{\min} = 35 \times 19.1 = 668.5 \text{ mm}$

$$L_o = 150.000 \times 286.500 / (1.600 \times 60.000) = 447.656 (\leq 668.500) \\ = 668.5 (\text{mm})$$

이때, 정착길이는 다음을 만족하여야 한다.

$$L \geq L_o + D/2 = 668.5 + 508/2 = 922.5 \text{ mm}$$

⑤ 확대기초 속에 말뚝머리부분의 매입길이는 최소한 100 mm로 한다.

⑥ 연직 지압강도에 대한 검토 (콘 · 설 · 해 6.8 지압강도)

$$\phi V_n = \phi(0.85 f_{ck} A_1)$$

A1 : 재하면적 (mm²)

A2 : 지지면적 (mm²)

★ 연직지압강도

$$\begin{aligned}\phi V_n &= 0.700 \times (0.85 \times 24.0 \times 202683.0) \\ &= 2894313.121 \text{ N} \geq P_{N\max} = 909628.322 \text{ N} \quad \therefore \text{O.K.}\end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}\phi V_n &= 0.800 \times \left(\frac{1}{3} \times \sqrt{24.0} \times 4266.3 \times 850 \right) \\ &= 4737431.261 \text{ N} \geq P_{N\max} = 909628.322 \text{ N} \quad \therefore \text{O.K.}\end{aligned}$$

종점 교대

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) 뒷채움 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)	971	700.007	0.K
	허용인발력 (kN/EA)	582.1	-	0.K
	휨응력 (MPa)	133	126.677	0.K
	전단응력 (MPa)	76	15.140	0.K
	수평변위 (mm)	15	13.900	0.K
지진시	허용지지력 (kN/EA)	1457	775.637	0.K
	허용인발력 (kN/EA)	873.2	-	0.K
	휨응력 (MPa)	199.5	125.480	0.K
	전단응력 (MPa)	114	19.099	0.K
	수평변위 (mm)	15	9.881	0.K

단면 휨 설계

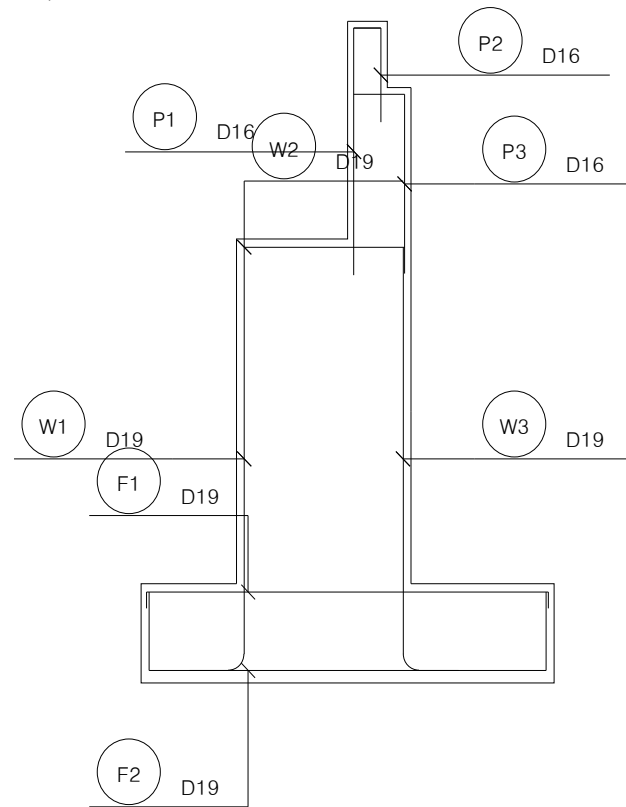
단면위치		깊이	dc	Req. As	사용철근량	Mu	ΦMn	안전도	비고
		H(mm)	(mm)	(mm ²)	(mm ²)	(kN.m)	(kN.m)		
전면저판		1200	150	1263.98	2292	335.435	603.833	1.800	0.K
후면저판		1200	100	922.236	2292	257.093	633.056	2.462	0.K
벽체 : H=6.920		2200	100	1311.02	2292	698.828	1217.516	1.742	0.K
홍벽		800	80	801.143	1588.8	145.886	286.971	1.967	0.K
좌측날개벽	D(T=450 mm)	450	80	2094.31	2292	189.374	206.4	1.09	0.K
	A(T=500 mm)	500	80	4160.9	5139.2	413.17	500.887	1.212	0.K
	화부(T=450	450	80	3575.78	5139.2	313.401	435.362	1.389	0.K
	B(T=500 mm)	500	80	1824.83	3096.8	189.196	313.686	1.658	0.K
	C(T=500 mm)	500	80	2422.79	4053.6	248.475	403.331	1.623	0.K
우측날개벽	D(T=620 mm)	620	80	1622.48	2292	218.479	305.759	1.399	0.K
	A(T=620 mm)	620	80	3087.48	4053.6	407.272	527.371	1.295	0.K
	B(T=620 mm)	620	80	1132.6	2292	153.554	305.759	1.991	0.K
	C(T=620 mm)	620	80	2462.88	4053.6	327.765	527.371	1.609	0.K

사용성 검토

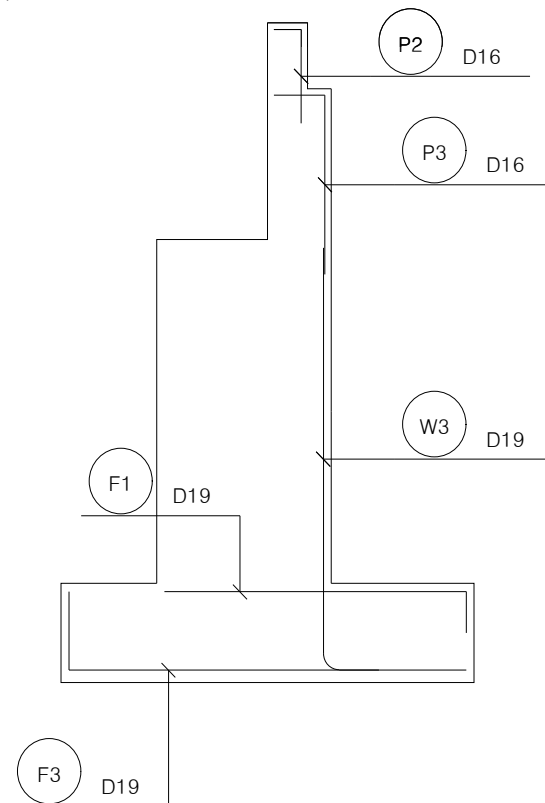
구 분		인장응력 (fs)	허용응력 (fsa)	철근간격(S)	최대간격(Sq)	비 고
전면저판		101.098	150	125	427.695	0.K
후면저판		56.702	150	125	1111.073	0.K
벽체 : H=6.920		71.411	150	125	876.516	0.K
홍벽		79.272	150	125	794.733	0.K
좌측날개벽	D(T=450 mm)	143.524	150	125	372.439	0.K
	A(T=500 mm)	126.849	150	125	457.068	0.K
	A변 화부(T=450 mm)	109.936	150	125	552.575	0.K
	B(T=500 mm)	94.159	150	125	663.849	0.K
	C(T=500 mm)	95.609	150	125	654.921	0.K
우측날개벽	D(T=620 mm)	111.888	150	125	527.58	0.K
	A(T=620 mm)	120.53	150	125	484.616	0.K
	B(T=620 mm)	78.638	150	125	801.138	0.K
	C(T=620 mm)	97	150	125	643.105	0.K

주철근 조립도

- ① Cycle (CTC = 250)

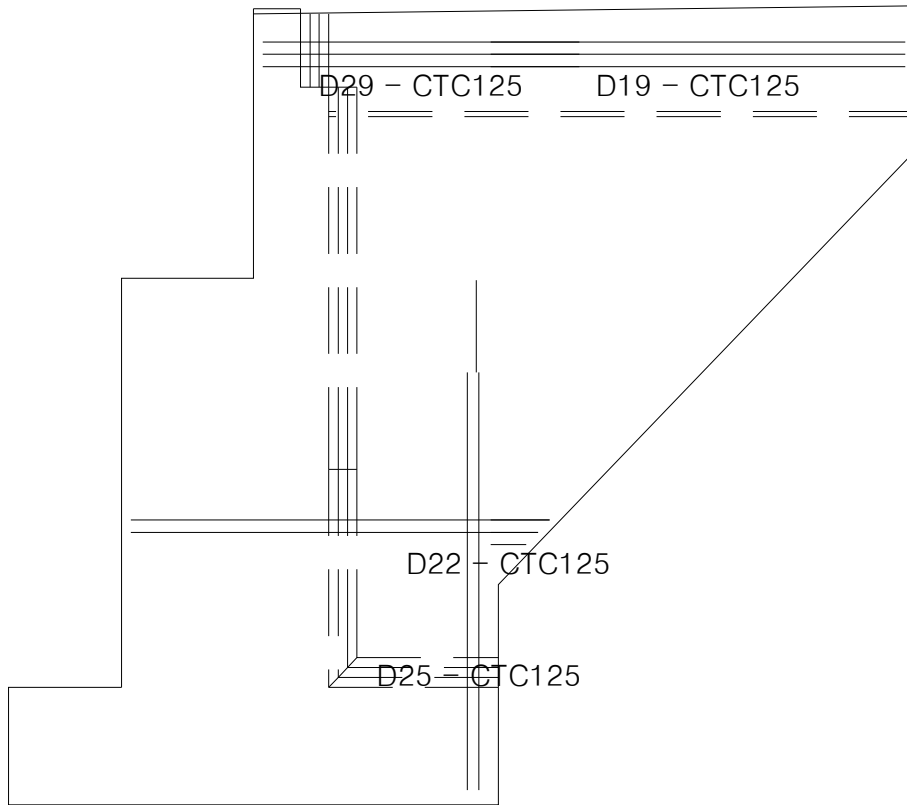


- ② Cycle (CTC = 250)

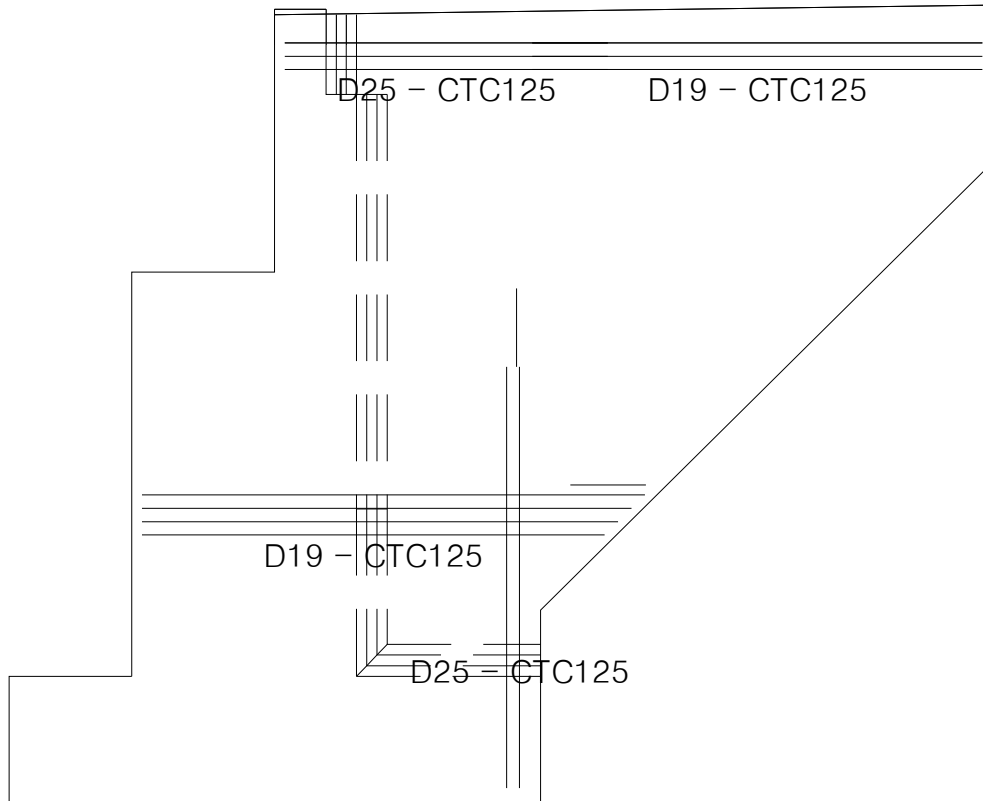


▣ 주철근 조립도

- 좌측날개벽



- 우측날개벽



1. 설 계 조 건

1) 일 반 사 항

(1) 구 조 형 식	: 역T형 교대
(2) 상 부 형 식	: STEEL BOX
(3) 교 량 등 급	: 1 등교
(4) 교 대 총 폭	: B = 9.170 M
(5) 교 대 총높이	: H = 8.120 M
(6) 기 초 형 식	: 말뚝기초
(7) SKEW	: 90.000 °

2) 하 중

(1) 철근콘크리트의 단위중량	: $\gamma_c = 25.000 \text{ kN/m}^3$	[도로교 설계기준 2.1.2]
(2) 뒤탈움재의 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	: $R_d = 174.968 \text{ kN/m}$	
(6) 상부 활하중 반력	: $R_l = 104.280 \text{ kN/m}$	
(7) 교량받침 마찰계수	: $f_s = 0.150$	

3) 지 반 조 건

(1) 뒤탈움재의 내부마찰각	: $\phi_1 = 35.000^\circ$	
(2) 기초지반의 N치	: $N = 10.000$	
(3) 기초지반의 내부마찰각	: $\phi_2 = 27.247^\circ \{ \phi_2 = 15 + \sqrt{15N} \}$	
(4) 기초지반의 점착력	: $C = 0.000 \text{ kN/m}^2$	
(5) 기초지반의 마찰계수	: $\mu = 0.328$; $\text{TAN}(\frac{2}{3} \cdot \phi_2)$: 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]

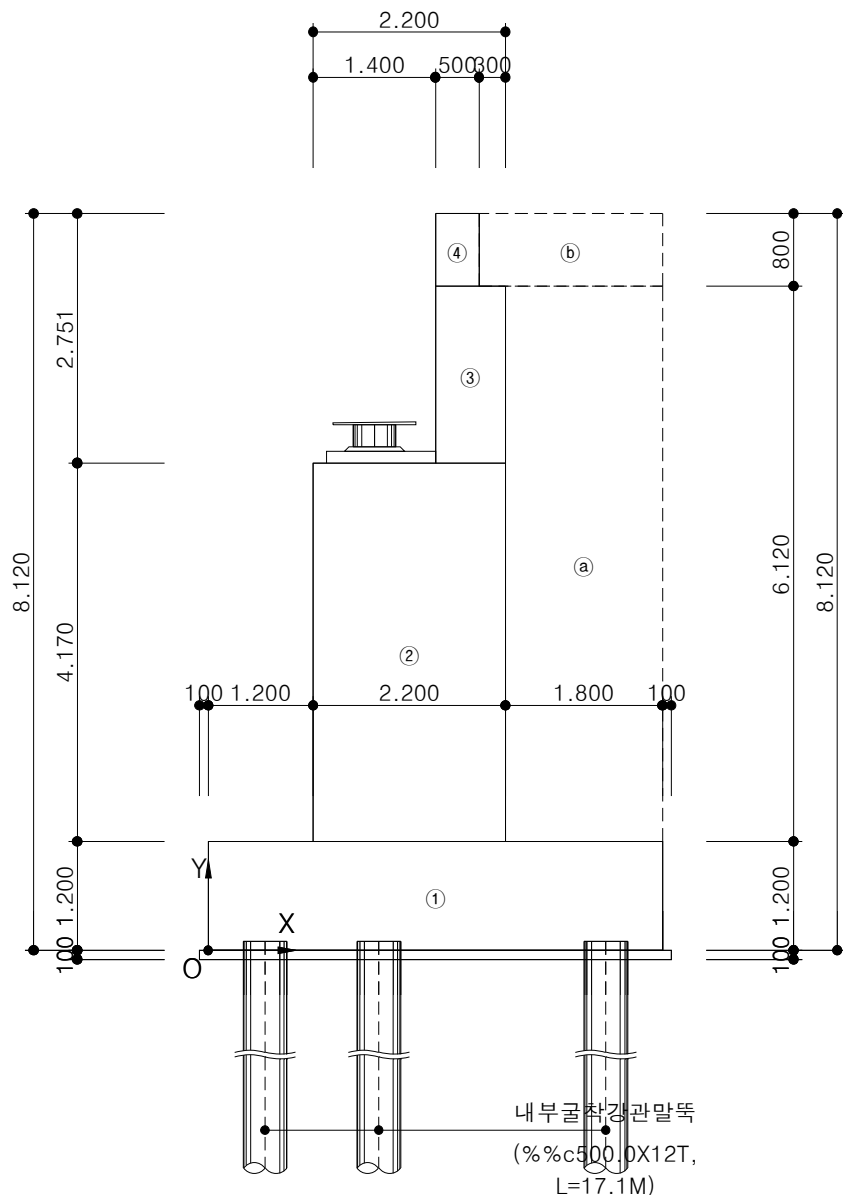
5) 설 계 방 법

(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	계
고정하중	767.142	837.313	1604.455
활하중	305.779	650.466	956.245

※ 지진하중 집계표 (단위 : kN)

구 분	1	2	계
교축방향	105.530	105.518	211.048
직각방향	153.293	159.117	312.410

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	5.200 × 1.200 = 6.240	25.000	156.000	12.012
	②	2.200 × 4.170 = 9.173	25.000	229.328	17.658
	③	0.800 × 1.951 = 1.560	25.000	39.012	3.004
	④	0.500 × 0.800 = 0.400	25.000	10.000	0.770
	소계	= 17.374		434.340	33.444
뒷채움재	㉠	1.800 × 6.120 = 11.016	20.000	220.327	16.965
	㉡	2.100 × 0.800 = 1.680	20.000	33.600	2.587
	소계	= 12.696		253.927	19.552
총 계				688.266	52.996

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	Mx i	My i
		Xi (m)	Yi (m)	kN.m	kN.m
교대구체	①	2.600	0.600	405.600	7.207
	②	2.300	3.285	527.454	58.004
	③	3.000	6.345	117.035	19.059
	④	2.850	7.720	28.500	5.945
	소 계			1078.589	90.215
뒷채움재	㉠	4.300	4.260	947.404	72.273
	㉡	4.150	7.720	139.440	19.974
	소 계			1086.844	92.247
총 계				2165.433	182.462

③ 합력의 작용위치 산정

- 교대구체 : $X = 1078.589 / 434.340 = 2.483 \text{ m}$
 $Y = 90.215 / 33.444 = 2.697 \text{ m}$
- 뒷채움재 : $X = 1086.844 / 253.927 = 4.280 \text{ m}$
 $Y = 92.247 / 19.552 = 4.718 \text{ m}$

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)

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

- 지진시 주동토압계수 (Mononobe - Okabe)

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

Φ = 뒷채움 흙의 내부마찰각(도)

α = 지표면과 수평면이 이루는 각(도)

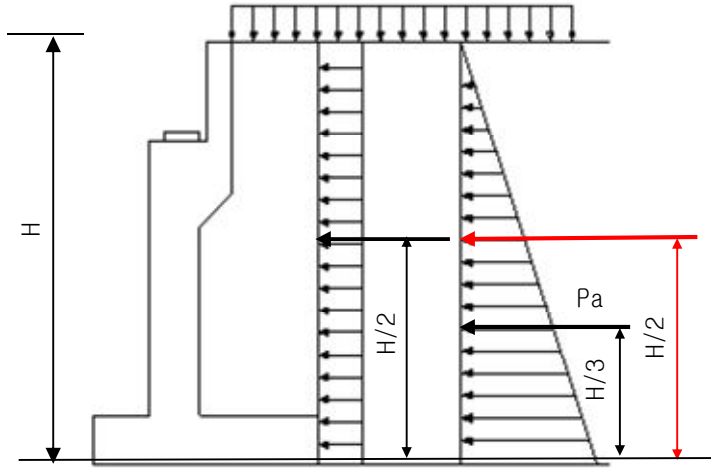
β = 벽배면과 연직면이 이루는 각(도)

δ = 벽배면과 뒷채움흙사이의 벽면마찰각(도)

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

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

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



② 안정검토시 토압

- 평상시 토압 (H = 8.120 m)

$$\begin{aligned} P_a &= 1/2 \times K_a \times \gamma \times H^2 \times \cos(\delta) \\ &= 1/2 \times 0.271 \times 20.000 \times 8.120^2 \times \cos(0.000) \\ &= 178.690 \text{ kN} \end{aligned}$$

y = H / 3 = 2.707 m : 작용중심높이

- 지진시 토압 (H = 8.120 m)

$$\begin{aligned} P_{ae} &= 1/2 \times K_{ae} \times \gamma \times H^2 \times \cos(\delta) \\ &= 1/2 \times 0.314 \times 20.000 \times 8.120^2 \times \cos(0.000) \\ &= 207.043 \text{ kN} \end{aligned}$$

y = H / 2 = 4.060 m : 작용중심높이

③ 단면검토시 토압

- 평상시 토압 (H = 6.920 m)

$$\begin{aligned} P_a &= 1/2 \times K_a \times \gamma \times H^2 \times \cos(\delta + \beta) \\ &= 1/2 \times 0.251 \times 20.000 \times 6.920^2 \times \cos(11.667 + 0.000) \\ &= 117.718 \text{ kN} \end{aligned}$$

y = H / 3 = 2.307 m : 작용중심높이

- 지진시 토압 (H = 6.920 m)

$$\begin{aligned} P_{ae} &= 1/2 \times K_{ae} \times \gamma \times H^2 \times \cos(\delta + \beta) \\ &= 1/2 \times 0.314 \times 20.000 \times 6.920^2 \times \cos(0.000 + 0.000) \\ &= 150.371 \text{ kN} \end{aligned}$$

y = H / 2 = 3.460 m : 작용중심높이

3) 상부구조에 의한 하중

① 상부반력에 의한 하중

- 고정하중반력

$$R_d = 1604.455 \div 9.170 = 174.968 \text{ kN/m}$$

- 활하중반력

$$R_l = 956.245 \div 9.170 = 104.280 \text{ kN/m}$$

② 교량받침 마찰력에 의한 수평력

$$\begin{aligned} P_h &= R_d \times \mu_s \times \sin \theta \quad (\mu_s = \text{가동받침의 마찰계수}) \\ &= 174.968 \times 0.150 \times \sin 90.0 \\ &= 26.245 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

③ 가동단 하부구조에 작용하는 지진시 수평력

- 하부구조에 작용하는 지진시 수평력

$$\begin{aligned} F_1 &= F_{m1} + F_{m2} \\ F_{m1} &= R_d \times K_h \times \cos^2 \theta \\ F_{m2} &= R_d \times K_h \times \sin^2 \theta \quad (K_h \times \sin \theta \leq \mu_s \text{ 일 때}) \\ &\quad R_d \times \mu_s \times \sin \theta \quad (K_h \times \sin \theta > \mu_s \text{ 일 때}) \\ F_1 &= 174.968 \times 0.185 \times \cos^2 90.0 + 174.968 \times 0.150 \times \sin 90.0 \\ &= 26.245 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

- 교량받침에 작용하는 지진시 수평력

$$\begin{aligned} F_2 &= 34.069 \times \cos 90.0 + 23.015 \times \sin 90.0 \\ &= 23.015 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$F_1 > F_2$ 이므로, 가동단 하부구조에 작용하는 지진시 수평력은

$$F_m = 26.245 \text{ kN/m}$$

K_h : 설계수평진도 = $0.154 \times 1.200 = 0.185$ (가속도계수 $\times$ 지반계수)

R_d : 생각하고 있는 하부구조에 작용하는 지진시의 상부로 부터의 연직반력 (kN)

μ_s : 가동받침의 마찰계수

4) 뒤편 지표면의 상재하중

① 상재하중에 의한 수직력

$$P_1 = 10.000 \times 2.100 = 21.000 \text{ kN}$$

② 상재하중에 의한 수평력

- 안정검토시 수평토압 ($H = 8.120 \text{ m}$)

$$\begin{aligned} P_{a1} &= K_a \times q \times H \times \cos(\delta + \beta) \\ &= 0.271 \times 10.000 \times 8.120 \times \cos 0.000 \\ &= 22.006 \text{ kN} \\ y &= H / 2 = 4.060 \text{ m} : \text{작용중심높이} \end{aligned}$$

- 단면검토시 수평토압 ($H = 6.920 \text{ m}$)

$$\begin{aligned} P_{a2} &= K_a \times q \times H \times \cos(\delta + \beta) \\ &= 0.251 \times 10.000 \times 6.920 \times \cos 11.667 \\ &= 17.011 \text{ kN} \\ y &= H / 2 = 3.460 \text{ m} : \text{작용중심높이} \end{aligned}$$

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)	434.340	-	2.483	2.697	1078.590	-
2. 교대구체(지진시)	434.340	33.444	2.483	2.697	1078.590	90.215
3. 뒤편옹재(평상시)	253.927	-	4.280	4.718	1086.846	-
4. 뒤편옹재(지진시)	253.927	19.552	4.280	4.718	1086.846	92.245
5. 배면토압(평상시)	-	178.690	-	2.707	-	483.665
6. 배면토압(지진시)	-	207.043	-	4.060	-	840.613
7. 뒤편옹 상재하중	21.000	22.006	4.150	4.060	87.150	89.346
8. 상부 고정하중반력	174.968	-	1.901	-	332.614	-
9. 상부 활하중반력	104.280	-	1.901	-	198.236	-
10. 교량받침마찰력	-	26.245	-	5.820	-	152.735
11. 상부관성력	-	26.245	-	5.820	-	152.735

② 하중조합

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	Mr (kN.m)	Mo(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압(1+3+5+7)	709.267	200.696	2252.586	573.011
COMB 2	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	709.267	200.696	2252.586	573.011
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	688.267	260.039	2165.436	1023.073
COMB 4	고정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8+9)	988.515	200.696	2783.436	573.011
COMB 5	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9)	988.515	226.941	2783.436	725.746
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+8+9)	863.235	286.284	2498.050	1175.808

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

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

$$e = \text{말뚝도심} (= 2.383) - \sum M / \sum V$$

$$M_c = V \times e$$

※ 말뚝도심의 계산

구 분	거 리(m)	본 수	거리 x 본수	도 심(m)
1 열	0.650	6.000	3.900	-
2 열	1.950	6.000	11.700	-
3 열	4.550	6.000	27.300	-
계	-	18.000	42.900	2.383

② 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	e(m)	Mc(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압(1+3+5+7)	6503.978	1840.382	0.015	97.560
COMB 2	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	6503.978	1840.382	0.015	97.560
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	6311.408	2384.558	0.724	4569.460
COMB 4	고정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8+9)	9064.683	1840.382	0.147	1332.508
COMB 5	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	9064.683	2081.049	0.302	2737.534
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	7915.865	2625.224	0.852	6744.317

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

각 작용력은 교대의 전폭 9.170 m)을 고려한 결과값임.

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

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

$$\beta \lambda \leq 1.0$$

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

k : kv - 직접기초인 경우, kp - 말뚝기초인 경우

kp : 환산지반반력계수 (kN/m³)

$$= 179616.377 \times 18 / (9.170 \times 5.200) = 67802.508 \text{ kN/m}^3$$

L : 확대기초의 길이 (= 9.170 m)

B : 확대기초의 폭 (= 5.200 m)

n*m : 말뚝의 개수 (= 18 본)

E : 확대기초의 탄성계수 (= 26986000.000 kN/m²)

h : 확대기초의 평균두께 (= 1.200 m)

λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

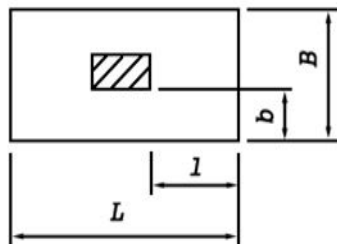
$$\beta = \sqrt[4]{[(3 \times 67802.508) / (26986000.000 \times 1.200^3)]} = 0.257 (m^{-1})$$

* 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우

$$\lambda = \max(l, b) = \max(0.000, 1.800) = 1.800$$

다만, 벽확대기초이므로 l = 0

$$b \geq B/2 \text{이면 } b = B/2 = 2.600, \text{ 뒷규기준으로 검토}$$

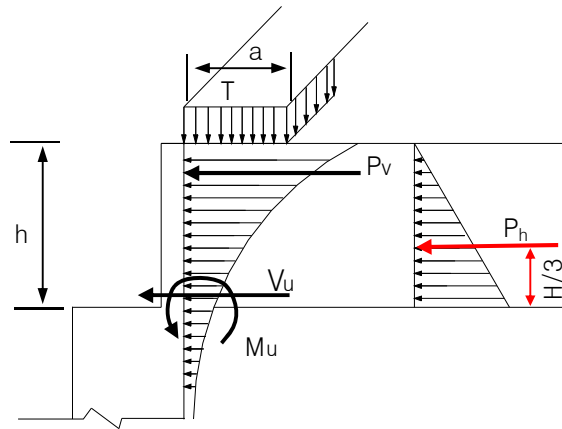


$$\beta \lambda = 0.257 \times 1.800 = 0.463 \leq 1.0, \therefore O.K$$

5. 단 면 설 계

1) 홍벽 설계

① 평상시 : 『도로교 설계기준 해설』 p73



- 윤택중에 의한 부재력

$$\begin{aligned} P_v &= 114.60 \times K_a \\ &= 114.60 \times 0.251 &= 28.765 \text{ kN} \\ M_p &= 114.60 \times K_a \times (H - 0.36) \\ &= 114.60 \times 0.251 \times (2.751 - 0.36) &= 68.764 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

- 토압에 의한 부재력

$$\begin{aligned} P_h &= 1/2 \times K_a \times r \times H^2 \times \cos \delta \\ &= 1/2 \times 0.251 \times 20.000 \times 2.751^2 \times \cos 11.667^\circ &= 18.598 \text{ kN} \\ M_e &= 1/3 \times H \times P_h \\ &= 1/3 \times 2.751 \times 18.598 &= 17.051 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

- 설계 단면력 산정

$$\begin{aligned} V_u &= 1.70 \times P_v + 1.70 \times P_h \\ &= 1.70 \times 28.765 + 1.70 \times 18.598 &= 80.516 \text{ kN} \\ M_u &= 1.70 \times M_p + 1.70 \times M_e \\ &= 1.70 \times 68.764 + 1.70 \times 17.051 &= 145.886 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

② 지진시

- 구체관성력

$$\begin{aligned} p_1 &= 1.951 \times 0.800 \times 25.000 \times 0.077 &= 3.004 \text{ kN} \\ p_2 &= 0.800 \times 0.500 \times 25.000 \times 0.077 &= 0.770 \text{ kN} \\ P_w &= 3.004 + 0.770 &= 3.774 \text{ kN} \\ M_w &= 3.004 \times 1.951/2 + 0.770 \times (1.951 + 0.800/2) &= 4.740 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

- 토압에 의한 부재력

$$\begin{aligned} P_h &= 1/2 \times K_{ae} \times r \times H^2 \times \cos \delta \\ &= 1/2 \times 0.314 \times 20.000 \times 2.751^2 \times \cos 0.000^\circ &= 23.756 \text{ kN} \\ M_e &= 1/2 \times H \times P_h \\ &= 1/2 \times 2.751 \times 23.756 &= 32.672 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

- 설계 단면력 산정

$$\begin{aligned}
 V_u &= 1.00 \times P_w + 1.00 \times P_h \\
 &= 1.00 \times 3.774 + 1.00 \times 23.756 &= 27.530 \text{ kN} \\
 M_u &= 1.00 \times M_w + 1.00 \times M_e \\
 &= 1.00 \times 4.740 + 1.00 \times 32.672 &= 37.411 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

③ 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
평상시	80.516	145.886	
지진시	27.530	37.411	
설계단면력	80.516	145.886	

2) 벽체 설계

① 작용하중 집계표 : $H = 6.920 \text{ m}$ 『하중계산 참조』

구 분	수평력	작용거리	하중계수		전단력	모멘트
			평상시	지진시		
1. 교대구체	21.432	2.673	-	1.000	21.432	57.289
2. 배면토압(평상시)	117.718	2.307	1.700	-	200.121	461.624
3. 배면토압(지진시)	150.371	3.460	-	1.000	150.371	520.297
4. 뒷채움 상재하중	17.011	3.460	1.700	-	28.919	100.061
5. 교량받침마찰력	26.245	4.620	0.000	-	-	-
6. 상부관성력	26.245	4.620	-	1.000	26.245	121.241

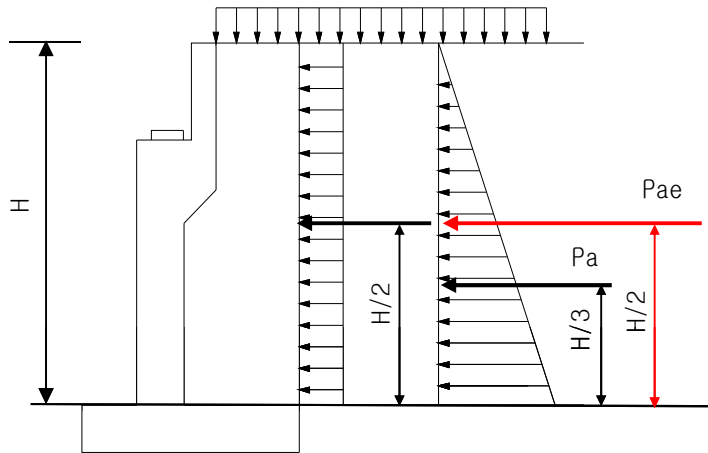
- 교대구체에 작용하는 수평력 및 작용거리 산출

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

$$H_o = \sum (H\textcircled{2} \sim H\textcircled{4}) = 21.432 \text{ kN}$$

$$M_o = \sum [H\textcircled{2} \times (y\textcircled{2} - 1.200) \sim H\textcircled{4} \times (y\textcircled{4} - 1.200)] = 57.289 \text{ kN.m}$$

$$y = M_o / H_o = 57.289 / 21.432 = 2.673$$



② 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
평상시($H = 6.920 \text{ m}$)	229.040	561.685	
지진시($H = 6.920 \text{ m}$)	198.048	698.827	
설계단면력	229.039	698.828	

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)	434.340	-	2.483	2.697	1078.590	-
2. 교대구체(지진시)	434.340	33.444	2.483	2.697	1078.590	90.215
3. 뒹개움재(평상시)	253.927	-	4.280	4.718	1086.846	-
4. 뒹개움재(지진시)	253.927	19.552	4.280	4.718	1086.846	92.245
5. 배면토압(평상시)	-	178.690	-	2.707	-	483.665
6. 배면토압(지진시)	-	207.043	-	4.060	-	840.613
7. 토압의 연직분력	26.244	-	4.600	-	120.722	-
8. 뒹개움 상재하중	21.000	22.006	4.150	4.060	87.150	89.346
9. 상부 고정하중반력	174.968	-	1.901	-	332.614	-
10. 상부 활하중반력	104.280	-	1.901	-	198.236	-
11. 교량받침마찰력	-	26.245	-	5.820	-	152.735
12. 상부관성력	-	26.245	-	5.820	-	152.735

② 하중조합

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	Mr (kN.m)	Mo(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8)	984.512	341.183	3207.667	974.119
COMB 2	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8)	966.662	341.183	3133.589	974.119
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	688.267	260.039	2165.436	1023.073
COMB 4	고정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8+9+10)	1436.172	341.183	4066.272	974.119
COMB 5	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8)	1329.684	375.302	3823.694	1172.674
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	863.235	286.284	2498.050	1175.808

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

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

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

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

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

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

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

② 말뚝도심에서의 작용하중 계산

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

e = 말뚝도심(=2.383) - $\sum M / \sum V$; 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(1+3+5+7+8)	9027.974	3128.650	0.115	1038.217
COMB 2	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	8864.290	3128.650	0.149	1320.779
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	6311.408	2384.558	0.724	4569.460
COMB 4	고정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8+9+1	13169.700	3128.650	0.230	3029.031
COMB 5	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	12193.205	3441.517	0.390	4755.350
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	7915.865	2625.224	0.852	6744.317

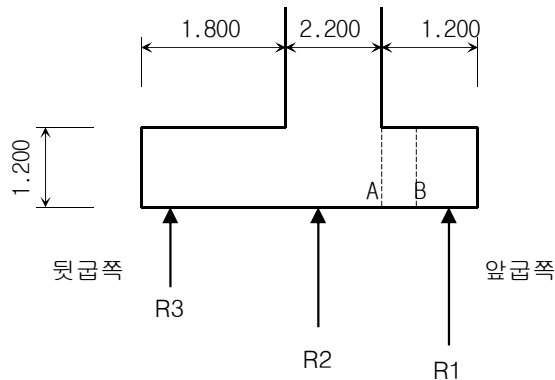
註) COMB 1,2,3 : 상부하중 비재하시(가설시), COMB 4,5,6 : 상부하중 재하시
 각 작용력은 교대의 전폭(9.170 m)를 고려한 결과값임.

Pile 반력집계 (본당)

구 분	계 수 하 중						사 용 하 중			
	COMBO 1	COMBO 2	COMBO 3	COMBO 4	COMBO 5	COMBO 6	COMBO 1	COMBO 2	COMBO 4	COMBO 5
Ru1	690.11	690.82	602.32	989.25	1010.13	775.64	454.45	454.45	639.54	700.01
Ru2	511.06	504.56	392.48	759.39	720.95	501.53	362.23	362.23	515.80	528.66
Ru3	265.86	244.51	36.02	409.65	261.49	19.94	244.93	244.93	333.66	258.08

註) 사용성 검토에서 지진시 조합(COMBO 3,COMBO 6)은 고려하지 않는다.

③ 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



$$R1 = Ru1 \times 6\text{본} / 9.170\text{m} \text{ (kN/m)}$$

$$R2 = Ru2 \times 6\text{본} / 9.170\text{m} \text{ (kN/m)}$$

$$R3 = Ru3 \times 6\text{본} / 9.170\text{m} \text{ (kN/m)}$$

구 분	Ru1	Ru2	Ru3
COMB 1	690.110	548.690	454.020
COMB 2	690.820	542.050	431.990
COMB 3	602.320	413.560	141.410
COMB 4	989.250	796.050	592.960
COMB 5	1010.130	760.580	459.660
COMB 6	775.640	523.740	130.960

- 기초자중에 의한 단면력

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

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

- 말뚝반력에 의한 단면력

$$V_b = R_1 \times 0.000 + R_2 \times 0.000 + R_3 \times 0.000 + R_4 \times 0.000$$

$$M_a = R_1 \times 0.550 + R_2 \times 0.000 + R_3 \times 0.000 + R_4 \times 0.000$$

→ 전단력 계산은 콘크리트설계기준 12.3.2 (3) 규정에 따라 직선보간법에 따른 말뚝반력을 :

- 계수단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		설계단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	0.000	248.350	5.850	220.270
COMB 2	0.000	248.604	5.850	220.524
COMB 3	0.000	216.758	4.500	195.158
COMB 4	0.000	356.002	5.850	327.922
COMB 5	0.000	363.515	5.850	335.435
COMB 6	0.000	279.128	4.500	257.528

註) 말뚝반력산정시 하중계수가 적용되었으므로 하중계수를 적용하지 않으며,

(-)반력은 사용하지 않는다.

말뚝반력에 의한 단면력

D-고정하중, L-활하중, H-토압, E-지진하중, G-온도하중

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

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

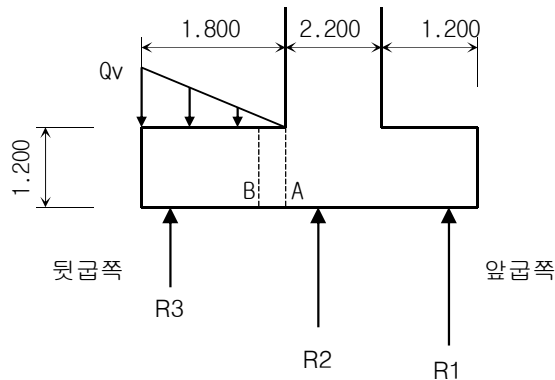
$$\text{COMB 3} = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G$$

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

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

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

④ 후면저판(뒷굽)의 단면력 계산



$$R_1 = Ru_1 \times 6\text{본} / 9.170\text{m} \text{ (KN/m)}$$

$$R_2 = Ru_2 \times 6\text{본} / 9.170\text{m} \text{ (KN/m)}$$

$$R_3 = Ru_3 \times 6\text{본} / 9.170\text{m} \text{ (KN/m)}$$

구 분	Ru1	Ru2	Ru3
COMB 1	539.580	511.060	265.860
COMB 2	540.840	504.560	244.510
COMB 3	518.010	392.480	36.020
COMB 4	842.600	759.390	409.650
COMB 5	851.590	720.950	261.490
COMB 6	686.810	501.530	19.940

- 기초자중에 의한 단면력

$$\begin{aligned} V_b &= 1.200 \times 1.800 \times 25.000 &= 54.000 &\text{kN} \\ M_a &= 1.200 \times 1.800 \times 25.000 \times 1.800 / 2 &= 48.600 &\text{kN.m} \end{aligned}$$

- 뒷채움 토사에 의한 단면력

$$\begin{aligned} V_b &= 1.800 \times 7.054 \times 20.000 &= 253.927 &\text{kN} \\ M_a &= 253.927 \times (4.280 - 3.400) &= 223.494 &\text{kN.m} \end{aligned}$$

- 상재하중에 의한 단면력

$$\begin{aligned} V_b &= 10.000 \times 1.800 &= 18.000 &\text{kN} \\ M_a &= 18.000 \times (4.300 - 3.400) &= 16.200 &\text{kN.m} \end{aligned}$$

- 토압의 연직분력에 의한 단면력 : 평상시

$$\begin{aligned} P_v &= 1/2 \times K_a \times r \times H^2 \times \sin \delta \\ &= 1/2 \times 0.271 \times 20.000 \times 6.920^2 \times \sin 11.667 \\ &= 26.242 \text{ kN} \\ Q_v &= 2 \times P_v / L \\ &= 2 \times 26.242 / 1.800 \\ &= 29.158 \text{ kN} \\ V_b &= 29.158 \times 1.800 / 2 - (1.800 - 1.800) / 1.800 \times 29.158 / 2 = 26.242 \text{ kN} \\ M_a &= 29.158 \times 1.800 \times 1.800 / 3 &= 31.490 &\text{kN.m} \end{aligned}$$

- 말뚝반력에 의한 단면력

$$\begin{aligned} V_b &= R_3 \times 1.000 + R_2 \times 0.000 + R_1 \times 0.000 + R_0 \times 0.000 \\ M_a &= R_3 \times 1.150 + R_2 \times 0.000 + R_1 \times 0.000 + R_0 \times 0.000 \end{aligned}$$

→ 전단력 계산은 콘크리트설계기준 12.3.2 (3) 규정에 따라 직선보간법에 따른 말뚝반력을

- 계수단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		계수단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	173.952	200.045	309.664	242.041
COMB 2	159.987	183.985	308.329	244.331
COMB 3	23.569	27.104	284.358	244.990
COMB 4	268.035	308.240	215.582	133.846
COMB 5	171.093	196.757	297.223	231.559
COMB 6	13.045	15.001	294.882	257.093

註) 말뚝반력산정시 하중계수가 적용되었으므로 하중계수를 적용하지 않으며,

(-)반력은 사용하지 않는다.

말뚝반력에 의한 단면력

D-고정하중, L-활하중, H-토압, E-지진하중, G-온도하중

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

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)
1000.0	1200.0	1050.0	150.0	335.4	5.9

★ 강도감소계수(Φ) 산정

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

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

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

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

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

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

★ 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 1263.979 \text{ mm}^2$$

★ 사용철근량 = 2292.0 mm^2 (철근도심 : 150.0 mm) [사용률 = 1.813]

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm^2)

★ 철근비 검토

$$A_{s, \text{temp}} = 0.00150 \times 1,000.0 \times 1,200.0 = 1,800.000 \text{ mm}^2$$

$$A_{s, \text{req}} = 1,263.979 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{\min} = \text{MAX}(1,263.979, 1,800.000) / bd = 0.00171$$

$$\rho_{\max} = 0.64 \times P_b = 0.64 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02478$$

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

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

★ 휨에 대한 검토

$$\Phi M_n = 0.85 \times 2292.000 \times 300 \times (1050 - a/2) = 603.833 \text{ kN.m}$$

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

$$\geq M_u (= 335.435 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K} \text{ [안전률 1.800]}$$

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

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

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

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

★ 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

사용철근량 : D16 - C.T.C 150

D16 - C.T.C 300 = 1986.000 mm²

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

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

사용철근량 : D16 - C.T.C 300 = 662.000 mm²

필요철근량 : 300.000 mm² < 662.000 mm² ∴ O.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)
1000.0	1200.0	1100.0	100.0	257.1	309.7

★ 강도감소계수(ϕ) 산정

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

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

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

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

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

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

★ 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 922.236 \text{ mm}^2$$

★ 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm) [사용률 = 2.485]

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

★ 철근비 검토

$$A_{s, \text{temp}} = 0.00150 \times 1,000.0 \times 1,200.0 = 1,800.000 \text{ mm}^2$$

$$A_{s, \text{req}} = 922.236 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{\min} = \text{MAX}(922.236, 1,800.000) / bd = 0.00164$$

$$\rho_{\max} = 0.64 \times P_b = 0.64 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02478$$

$$\rho_{\text{use}} = A_s / bd = 0.00208$$

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

★ 휨에 대한 검토

$$\phi M_n = 0.85 \times 2292.000 \times 300 \times (1100 - a/2) = 633.056 \text{ kN.m}$$

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

$$\geq M_u (= 257.093 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K [안전률 2.462]}$$

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

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

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

$$\geq V_u (= 309.664 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

★ 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

사용철근량 : D16 - C.T.C 150

D16 - C.T.C 150 =2648.000 mm²

필요철근량 : 0.0015 x 1200.0 x 1000.0 = 1800.000 mm² < 2648.000 mm² ∴ 0.1

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

사용철근량 : D16 - C.T.C 150 = 1324.000 mm²

필요철근량 : 300.000 mm² < 1324.000 mm² ∴ 0.

3) 벽체 : H=6.920

★ 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)
1000.0	2200.0	2100.0	100.0	698.8	229.0

★ 강도감소계수(Φ) 산정

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

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

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

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2100.00 - 39.654) / 39.654 = 0.15587$$

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

★ 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 1311.018 \text{ mm}^2$$

★ 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.748]

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

★ 철근비 검토

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

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

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

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00109$$

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

★ 휨에 대한 검토

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

$$\Phi M_n = 0.85 \times 2292.000 \times 300 \times (2100.00 - a/2) = 1217.516 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 698.828 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K [안전률 1.742]}$$

★ 전단에 대한 검토 (d = 2100.00 mm)

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

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

$$\geq V_u (= 229.039 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

★ 0.0015hb 『도로교설계기준 4.3.9』

h : 부재두께 b : 부재 폭

사용철근량 : D19 - CTC 300

$$D19 - CTC 300 = 1910.000 \text{ mm}^2$$

필요철근량 : $0.0015 \times 2200.0 \times 1000.0 = 3300.000 \text{ mm}^2 > 1910.000 \text{ mm}^2$

$$(1910.000 / 1.000) = 1910.000 \text{ mm}^2 > (1800\text{mm}^2)$$

필요철근량이 1800mm²보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

1800mm²보다 크게 취할 필요가 없다.

∴ O.K

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

사용철근량 : D19 - CTC 300 = 955.000 mm²

필요철근량 : 300.000 mm² < 955.0 mm² ∴ O.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)
1000.0	800.0	720.0	80.0	145.9	80.5

* 강도감소계수(Φ) 산정

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

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

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

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (720.00 - 27.488) / 27.488 = 0.07558$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 801.143 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm^2 (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.983]

1단 : D16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm^2)

* 철근비 검토

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

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

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

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00221$$

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

* 휨에 대한 검토

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

$$\Phi M_n = 0.85 \times 1588.800 \times 300 \times (720.00 - a/2) = 286.971 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 145.886 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 1.967]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 720.00 \text{ mm}$)

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

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

$$\geq V_u (= 80.516 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

★ 0.0015hb 『도로교설계기준 4.3.9』

h : 부재두께 b : 부재 폭

사용철근량 : D16 - CTC 300

$$D16 - CTC 300 = 1324.000 \text{ mm}^2$$

필요철근량 : $0.0015 \times 800.0 \times 1000.0 = 1200.000 \text{ mm}^2$ < 1324.000 mm^2 ∴ 0.K

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

사용철근량 : D16 - CTC 300 = 662.000 mm²

필요철근량 : 300.000 mm² < 662.0 mm² ∴ 0.K

7. 사용성 검토

1) 홍벽 설계

① 운하중에 의한 부재력

$$\begin{aligned} P_v &= 114.60 \times K_a \\ &= 114.60 \times 0.251 &= 28.765 \text{ kN} \\ M_p &= 114.60 \times K_a \times (H - 0.36) \\ &= 114.60 \times 0.251 \times (2.751 - 0.36) &= 68.764 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

② 토압에 의한 부재력

$$\begin{aligned} P_h &= 1/2 \times K_a \times r \times H^2 \times \cos \delta \\ &= 1/2 \times 0.251 \times 20.000 \times 2.751^2 \times \cos 11.667^\circ &= 18.598 \text{ kN} \\ M_e &= 1/3 \times H \times P_h \\ &= 1/3 \times 2.751 \times 18.598 &= 17.051 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

③ 설계 단면력 산정

$$\begin{aligned} V_s &= 28.765 + 18.598 &= 47.362 \text{ kN} \\ M_s &= 68.764 + 17.051 &= 85.816 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

2) 벽체 설계

① 작용하중 집계표 : H = 6.920 m 『하중계산 참조』

구 분	수평력	작용거리	하중계수		전단력	모멘트
			평상시	지진시		
1. 교대구체	21.432	2.673	-	1.000	21.432	57.289
2. 배면토압(평상시)	117.718	2.307	1.000	-	117.718	271.543
3. 배면토압(지진시)	150.371	3.460	-	1.000	150.371	520.297
4. 뒷채움 상재하중	17.011	3.460	1.000	-	17.011	58.860
5. 교량받침마찰력	26.245	4.620	1.000	-	26.245	121.241
6. 상부관성력	26.245	4.620	-	1.000	26.245	121.241

- 교대구체에 작용하는 수평력 및 작용거리 산출

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

$$\begin{aligned} H_o &= \sum (H② \sim H④) = 21.432 \text{ kN} \\ M_o &= \sum [H② \times (y② - 1.200) \sim H④ \times (y④ - 1.200)] = 57.289 \text{ kN.m} \\ y &= M_o / H_o = 57.289 / 21.432 = 2.673 \end{aligned}$$

② 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
설계단면력	134.729	330.403	

3) 기초 설계

① 하중조합

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	Mr (kN.m)	Mo(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8)	735.511	200.696	2373.309	573.011
COMB 2	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8)	735.511	200.696	2373.309	573.011
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	688.267	260.039	2165.436	1023.073
COMB 4	고정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8+9+10)	1014.759	200.696	2904.159	573.011
COMB 5	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8)	1014.759	226.941	2904.159	725.747
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+9)	863.235	286.284	2498.050	1175.808

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

가설시의 활하중은 다짐기계(로울러)등 건설기계의 하중을 뜻함.

:활하중에 의한 수평력은 1.700의 하중계수를 적용한다.

① 말뚝도심에서의 작용하중 계산

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

e = 말뚝도심(=2.383) - $\sum M / \sum V$; 말뚝도심의 계산은 『4. 안정검토』 참조

$$Mc = V \times e$$

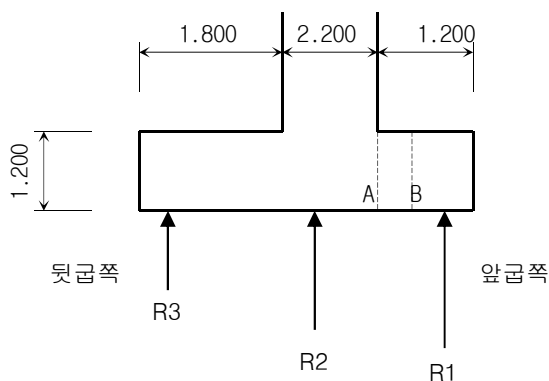
- 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	e(m)	Mc(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8)	6744.636	1840.382	-0.064	-431.657
COMB 2	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8)	6744.636	1840.382	-0.064	-431.657
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	6311.408	2384.558	0.724	4569.460
COMB 4	고정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8+9+10)	9305.340	1840.382	0.086	800.259
COMB 5	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8)	9305.340	2081.049	0.237	2205.366
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+9)	7915.865	2625.224	0.852	6744.317

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

각 작용력은 교대의 전폭(9.170 m)를 고려한 결과값임.

② 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



$$R1 = Ru1 \times 6\text{분} / 9.170\text{m (KN/m)}$$

$$R2 = Ru2 \times 6\text{분} / 9.170\text{m (KN/m)}$$

$$R3 = Ru3 \times 6\text{분} / 9.170\text{m (KN/m)}$$

구 분	Ru1	Ru2	Ru3
COMB 1	454.450	384.610	356.870
COMB 2	454.450	384.610	356.870
COMB 3	602.320	413.560	141.410
COMB 4	639.540	537.580	442.580
COMB 5	700.010	552.700	378.250
COMB 6	775.640	523.740	130.960

- 기초자중에 의한 단면력

$$\begin{aligned} V_b &= 1.200 \times 0.150 \times 25.000 &= 4.500 &\text{kN} \\ Ma &= 1.200 \times 1.200 \times 25.000 \times 1.200 / 2 &= 21.600 &\text{kN.m} \end{aligned}$$

- 말뚝반력에 의한 단면력

$$\begin{aligned} V_b &= R_1 \times 0.000 + R_2 \times 0.000 + R_3 \times 0.000 + R_4 \times 0.000 \\ Ma &= R_1 \times 0.550 + R_2 \times 0.000 + R_3 \times 0.000 + R_4 \times 0.000 \end{aligned}$$

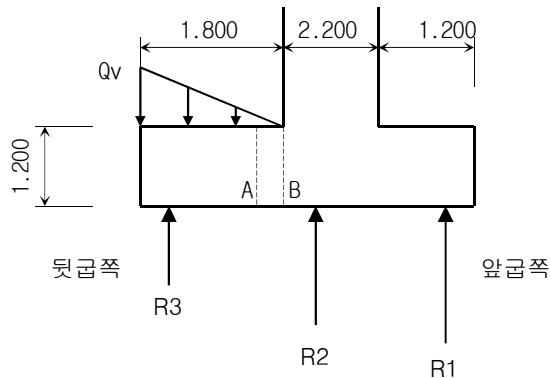
→ 전단력 계산은 콘크리트설계기준 12.3.2 (3) 규정에 따라 직선보간법에 따른 말뚝반력을 적:

- 설계단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		사용하중단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
COMB 1	0.000	163.543	4.500	141.943
COMB 2	0.000	163.543	4.500	141.943
COMB 3	-	-	-	-
COMB 4	0.000	230.152	4.500	208.552
COMB 5	0.000	251.911	4.500	230.311
COMB 6	-	-	-	-

註) 사용성 검토에서 지진시 조합(3,6)은 고려하지 않는다.

③ 후면저판(뒷굽)의 단면력 계산



$$\begin{aligned} R_1 &= Ru_1 \times 6\text{본} / 9.170\text{m} \text{ (KN/m)} \\ R_2 &= Ru_2 \times 6\text{본} / 9.170\text{m} \text{ (KN/m)} \\ R_3 &= Ru_3 \times 6\text{본} / 9.170\text{m} \text{ (KN/m)} \end{aligned}$$

구 분	Ru1	Ru2	Ru3
COMB 1	364.910	362.230	244.930
COMB 2	364.910	362.230	244.930
COMB 3	518.010	392.480	36.020
COMB 4	552.400	515.800	333.660
COMB 5	603.870	528.660	258.080
COMB 6	686.810	501.530	19.940

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

- 말뚝반력에 의한 단면력

$$V_b = R_3 \times 1.000 + R_2 \times 0.000 + R_1 \times 0.000 + R_0 \times 0.000$$

$$M_a = R_3 \times 1.150 + R_2 \times 0.000 + R_1 \times 0.000 + R_0 \times 0.000$$

→ 전단력 계산은 콘크리트설계기준 12.3.2 (3) 규정에 따라 직선보간법에 따른 말뚝반력을 적;

- 설계단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		사용하중단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
COMB 1	160.262	184.301	191.907	135.484
COMB 2	160.262	184.301	191.907	135.484
COMB 3	-	-	-	-
COMB 4	218.314	251.061	133.855	68.723
COMB 5	168.862	194.191	183.307	125.593
COMB 6	-	-	-	-

註) 사용하중단면력(상 시) = 1.0D + 1.0L + 1.0H - 말뚝반력에 의한 단면력

D-고정하중, L-활하중, H-토압, E-지진하중

말뚝반력산정시 하중계수가 적용되었으므로, 하중계수를 적용하지 않는다.

4) 사용성 검토

(1) 전면저판

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 230.311 \times 1000000 / [2292.000 \times (1050.000 - 168.211/3)]$$

$$= 101.098 \text{ Mpa}$$

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

$$= -7 \times 2292.000 / 1000.0 + 7 \times 2292.000 / 1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 1050.0 / (7 \times 2292.000))]}$$

$$= 168.211 \text{ mm}$$

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

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

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 150.00 - 19.00/2 = 140.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 101.10) - 2.5 \times 140.50 = 427.69 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 101.10) = 623.16 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 427.69 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.00 \text{ Ea} = 125.00 \leq S_a (= 427.69 \text{ mm}) \quad \therefore O.K$$

(2) 후면저판

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 135.484 \times 1000000 / [2292.000 \times (1100.000 - 172.514/3)] \\ = 56.702 \text{ Mpa}$$

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

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

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

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 19.00/2 = 90.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{\min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 56.70) - 2.5 \times 90.50 = 1162.59 \text{ mm} \\ 300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 56.70) = 1111.07 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 1111.07 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.00 \text{ Ea} = 125.00 \leq S_a (= 1111.07 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

(3) 벽체 : H=6.920

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 330.403 \times 1000000 / [2292.000 \times (2100.000 - 244.037/3)] \\ = 71.411 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 2292.000/1000.0 + 7 \times 2292.000/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 2100.0)/(7 \times 2292.000)]} \\ = 244.037 \text{ mm}$$

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

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

② 철근의 최대 중심간격

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

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

$$S_{\min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 71.41) - 2.5 \times 90.50 = 876.52 \text{ mm} \\ 300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 71.41) = 882.21 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 876.52 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 876.52 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

(4) 휨벽

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 85.816 \times 1000000 / [1588.800 \times (720.000 - 115.917/3)] \\ = 79.272 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 1588.800/1000.0 + 7 \times 1588.800/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 720.0)/(7 \times 1588.800)]} \\ = 115.917 \text{ mm}$$

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

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

② 철근의 최대 중심간격

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

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 79.27) - 2.5 \times 72.00 = 813.42 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 79.27) = 794.73 \text{ mm}$$

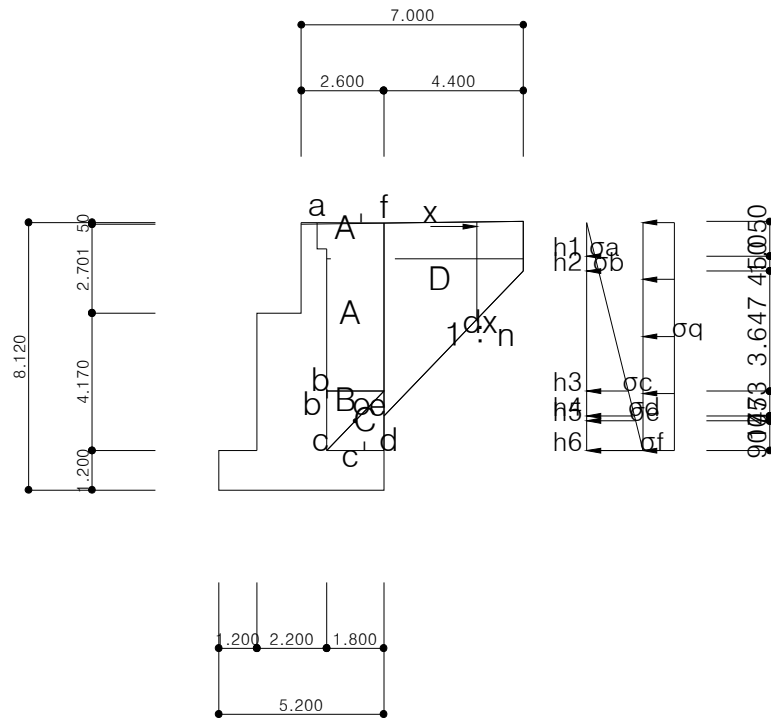
S_a 는 작은 값인 794.73 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 794.73 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

8. 날개벽 설계

1) 좌측 날개벽

(1) 단면력 산정

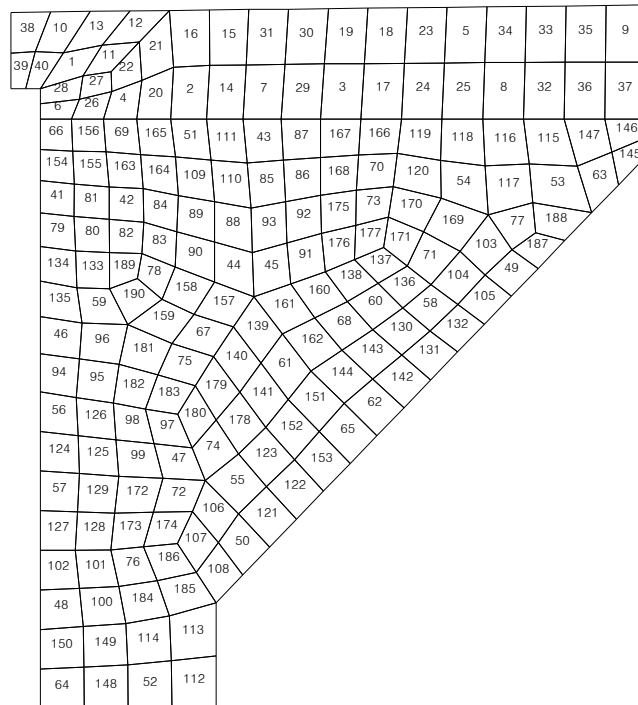


$$U = 1.700 \cdot H + 1.700 \cdot L$$

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

3D Plate 해석 시 자중은 프로그램 내부에서 고려됨.

① 해석 모델



② 설계 단면력 집계

- 계수하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C	단면 A'
모멘트(kN.m)	189.374	413.170	189.196	248.475	313.401
전단력(kN)	113.662	188.068	158.607	169.106	183.733

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C	단면 A'
모멘트(kN.m)	111.397	243.041	111.292	146.162	184.353
전단력(kN)	66.860	110.628	93.298	99.474	108.078

(2) 철근량 검토

① D(T=450 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)
1000.0	450.0	370.0	80.0	189.4	113.7

★ 강도감소계수(Φ) 산정

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

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

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

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (370.00 - 39.654) / 39.654 = 0.02499$$

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

★ 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 2094.312 \text{ mm}^2$$

★ 사용철근량 = 2292.0 mm^2 (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.094]

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm^2)

★ 철근비 검토

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

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

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

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00619$$

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

★ 휨에 대한 검토

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

$$\Phi M_n = 0.85 \times 2292.000 \times 300 \times (370.00 - a/2) = 206.400 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 189.374 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 1.090]}$$

★ 전단에 대한 검토 ($d = 370.00 \text{ mm}$)

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

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 1000.00 \times 370.00 = 241.683 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 113.662 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

② A(T=500 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)
1000.0	500.0	420.0	80.0	413.2	188.1

★ 강도감소계수(Φ) 산정

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

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

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

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (420.00 - 88.913) / 88.913 = 0.01117$$

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

★ 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 4160.895 \text{ mm}^2$$

★ 사용철근량 = 5139.2 mm^2 (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.235]

1단 : D29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm^2)

★ 철근비 검토

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

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

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

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.01224$$

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

★ 휨에 대한 검토

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

$$\Phi M_n = 0.85 \times 5139.200 \times 300 \times (420.00 - a/2) = 500.887 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 413.170 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 1.212]}$$

★ 전단에 대한 검토 ($d = 420.00 \text{ mm}$)

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

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 1000.00 \times 420.00 = 274.343 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 188.068 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

③ A변화부(T=450 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)
1000.0	450.0	370.0	80.0	313.4	183.7

★ 강도감소계수(Φ) 산정

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

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

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

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (370.00 - 88.913) / 88.913 = 0.00948$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 3575.781 \text{ mm}^2$$

★ 사용철근량 = 5139.2 mm^2 (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.437]

1단 : D29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm^2)

★ 철근비 검토

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

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

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

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.01389$$

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

★ 휨에 대한 검토

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

$$\Phi M_n = 0.85 \times 5139.200 \times 300 \times (370.00 - a/2) = 435.362 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 313.401 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 1.389]}$$

★ 전단에 대한 검토 ($d = 370.00 \text{ mm}$)

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

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 1000.00 \times 370.00 = 241.683 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 183.733 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

④ B(T=500 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)
1000.0	500.0	420.0	80.0	189.2	158.6

★ 강도감소계수(Φ) 산정

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

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

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

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (420.00 - 53.578) / 53.578 = 0.02052$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 1824.834 \text{ mm}^2$$

★ 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.697]

1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

★ 철근비 검토

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

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

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

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00737$$

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

★ 휨에 대한 검토

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

$$\Phi M_n = 0.85 \times 3096.800 \times 300 \times (420.00 - a/2) = 313.686 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 189.196 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K} \quad [\text{안전률 } 1.658]$$

★ 전단에 대한 검토 (d = 420.00 mm)

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

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 1000.00 \times 420.00 = 274.343 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 158.607 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

⑤ C(T=500 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)
1000.0	500.0	420.0	80.0	248.5	169.1

★ 강도감소계수(Φ) 산정

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

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

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

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (420.00 - 70.131) / 70.131 = 0.01497$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 2422.793 \text{ mm}^2$$

★ 사용철근량 = 4053.6 mm^2 (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.673]

1단 : D25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm^2)

★ 철근비 검토

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

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

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

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00965$$

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

★ 휨에 대한 검토

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

$$\Phi M_n = 0.85 \times 4053.600 \times 300 \times (420.00 - a/2) = 403.331 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 248.475 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 1.623]}$$

★ 전단에 대한 검토 ($d = 420.00 \text{ mm}$)

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

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 1000.00 \times 420.00 = 274.343 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 169.106 \text{ kN}) , \text{ 전단보강 불필요.}$$

(3) 사용성 검토

① D(T=450 mm)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 111.397 \times 1000000 / [2292.000 \times (370.000 - 94.092/3)] \\ = 143.524 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 2292.000/1000.0 + 7 \times 2292.000/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 370.0)/(7 \times 2292.000)]} \\ = 94.092 \text{ mm}$$

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

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

② 철근의 최대 중심간격

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

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 143.52) - 2.5 \times 70.50 = 372.44 \text{ mm} \\ 300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 143.52) = 438.95 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 372.44 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 372.44 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

② A(T=500 mm)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 243.041 \times 1000000 / [5139.200 \times (420.000 - 141.544/3)] \\ = 126.849 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 5139.200/1000.0 + 7 \times 5139.200/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 420.0)/(7 \times 5139.200)]} \\ = 141.544 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 5139.2 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 80.0 \text{ mm})$$

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

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 80.00 - 29/2 = 65.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 126.85) - 2.5 \times 65.50 = 457.07 \text{ mm} \\ 300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 126.85) = 496.65 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 457.07 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 457.07 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

③ A변화부(T=450 mm)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 184.353 \times 1000000 / [5139.200 \times (370.000 - 131.104/3)] \\ = 109.936 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 5139.200/1000.0 + 7 \times 5139.200/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 370.0)/(7 \times 5139.200)]} \\ = 131.104 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 5139.2 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 : } 80.0 \text{ mm})$$

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

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 80.00 - 29/2 = 65.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{\min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 109.94) - 2.5 \times 65.50 = 552.58 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 109.94) = 573.06 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 552.58 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 552.58 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

④ B(T=500 mm)

① 응력 산정

$$\begin{aligned} f_s &= M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 111.292 \times 1000000 / [3096.800 \times (420.000 - 114.994/3)] \\ &= 94.159 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \chi &= -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ &= -7 \times 3096.800/1000.0 + 7 \times 3096.800/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 420.0)/(7 \times 3096.800)]} \\ &= 114.994 \text{ mm} \end{aligned}$$

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

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

② 철근의 최대 중심간격

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

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

$$S_{\min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 94.16) - 2.5 \times 69.00 = 663.85 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 94.16) = 669.08 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 663.85 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 663.85 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

⑤ C(T=500 mm)

① 응력 산정

$$\begin{aligned} f_s &= M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 146.162 \times 1000000 / [4053.600 \times (420.000 - 128.597/3)] \\ &= 95.609 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \chi &= -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ &= -7 \times 4053.600/1000.0 + 7 \times 4053.600/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 420.0)/(7 \times 4053.600)]} \\ &= 128.597 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{사용철근량} = 4053.6 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 : } 80.0 \text{ mm})$$

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

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 80.00 - 25/2 = 67.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{\min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 95.61) - 2.5 \times 67.50 = 654.92 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 95.61) = 658.94 \text{ mm}$$

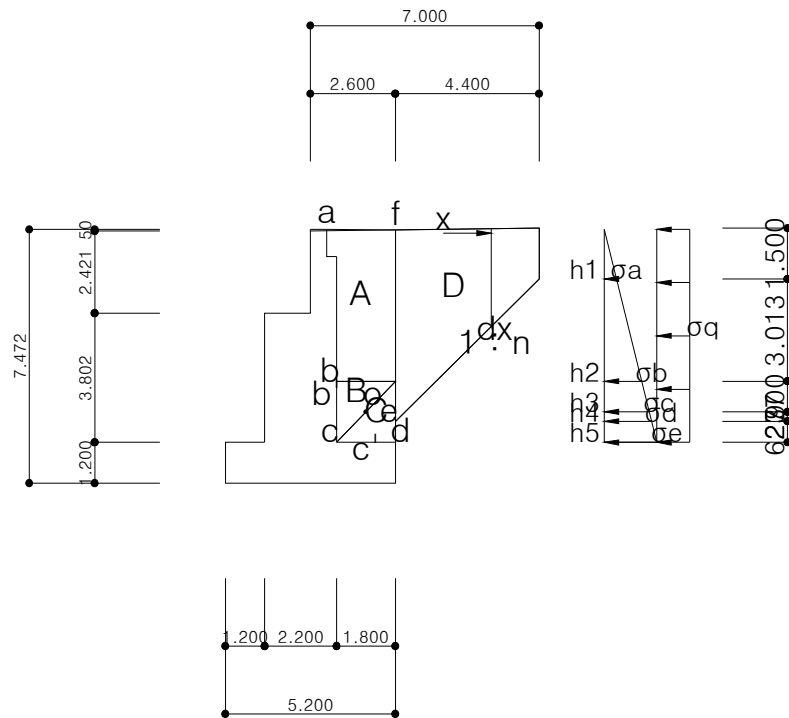
S_a 는 작은 값인 654.92 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 654.92 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

8. 날개벽 설계

2) 우측 날개벽

(1) 단면력 산정

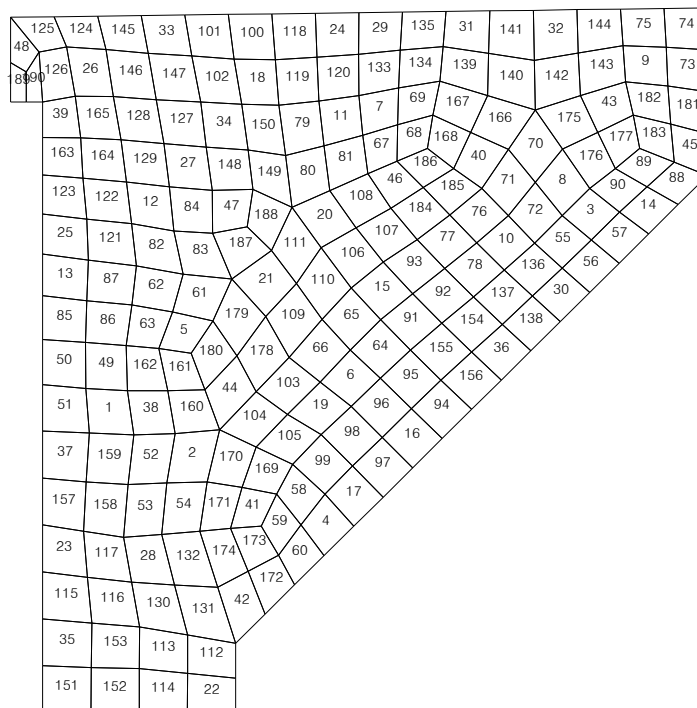


$$U = 1.700 \cdot H + 1.700 \cdot L$$

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

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)	218.479	407.272	153.554	327.765
전단력(kN)	114.813	202.809	138.046	216.724

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	128.517	239.572	90.326	192.803
전단력(kN)	67.537	119.300	81.203	127.485

(2) 철근량 검토

① D(T=620 mm)

★ 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	620.0	540.0	80.0	218.5	114.8

★ 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 1622.477 \text{ mm}^2$$

★ 사용철근량 = 2292.0 mm^2 (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.413]

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

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

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

$$\geq M_u (= 218.479 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 1.399]}$$

★ 전단에 대한 검토 ($d = 540.00 \text{ mm}$)

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

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

$$\geq V_u (= 114.813 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

② A(T=620 mm)

★ 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	620.0	540.0	80.0	407.3	202.8

★ 강도감소계수(Φ) 산정

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

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

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

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (540.00 - 70.131) / 70.131 = 0.02010$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 3087.476 \text{ mm}^2$$

★ 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.313]

1단 : D25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

★ 철근비 검토

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

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

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

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00751$$

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

★ 휨에 대한 검토

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

$$\Phi M_n = 0.85 \times 4053.600 \times 300 \times (540.00 - a/2) = 527.371 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 407.272 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 1.295]}$$

★ 전단에 대한 검토 (d = 540.00 mm)

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

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

$$\geq V_u (= 202.809 \text{ kN}) , \text{ 전단보강 불필요.}$$

③ B(T=620 mm)

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	620.0	540.0	80.0	153.6	138.0

* 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 1132.599 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm^2 (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 2.024]

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm^2)

* 철근비 검토

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

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

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

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

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

* 휨에 대한 검토

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

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

$$\geq M_u (= 153.554 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 1.991]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 540.00 \text{ mm}$)

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

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

$$\geq V_u (= 138.046 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

④ C(T=620 mm)

★ 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	620.0	540.0	80.0	327.8	216.7

★ 강도감소계수(Φ) 산정

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

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

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

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (540.00 - 70.131) / 70.131 = 0.02010$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 2462.881 \text{ mm}^2$$

★ 사용철근량 = 4053.6 mm^2 (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.646]

1단 : D25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm^2)

★ 철근비 검토

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

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

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

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00751$$

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

★ 휨에 대한 검토

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

$$\Phi M_n = 0.85 \times 4053.600 \times 300 \times (540.00 - a/2) = 527.371 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 327.765 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 1.609]}$$

★ 전단에 대한 검토 ($d = 540.00 \text{ mm}$)

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

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

$$\geq V_u (= 216.724 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

(3) 사용성 검토

① D(T=620 mm)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 128.517 \times 1000000 / [2292.000 \times (540.000 - 116.564/3)] \\ = 111.888 \text{ MPa}$$

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

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

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

② 철근의 최대 중심간격

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

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

$$S_{\min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 111.89) - 2.5 \times 70.50 = 527.58 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 111.89) = 563.06 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 527.58 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 527.58 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

② A(T=620 mm)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 239.572 \times 1000000 / [4053.600 \times (540.000 - 148.967/3)] \\ = 120.530 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 4053.600/1000.0 + 7 \times 4053.600/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 540.0)/(7 \times 4053.600)]} \\ = 148.967 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 4053.6 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 : } 80.0 \text{ mm})$$

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

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 80.00 - 25/2 = 67.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{\min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 120.53) - 2.5 \times 67.50 = 484.62 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 120.53) = 522.69 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 484.62 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 484.62 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

③ B(T=620 mm)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 90.326 \times 1000000 / [2292.000 \times (540.000 - 116.564/3)] \\ = 78.638 \text{ MPa}$$

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

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

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

② 철근의 최대 중심간격

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

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 78.64) - 2.5 \times 70.50 = 825.17 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 78.64) = 801.14 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 801.14 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 801.14 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

④ C(T=620 mm)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 192.803 \times 1000000 / [4053.600 \times (540.000 - 148.967/3)] \\ = 97.000 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 4053.600/1000.0 + 7 \times 4053.600/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 540.0)/(7 \times 4053.600)]} \\ = 148.967 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 4053.6 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 80.0 \text{ mm})$$

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

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 80.00 - 25/2 = 67.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 97.00) - 2.5 \times 67.50 = 643.10 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 97.00) = 649.48 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 643.10 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 643.10 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

9. 접속슬래브 검토

1) 지간 및 하중 산정

① 설계조건

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

$$L_p = 0.70 \times 8.500 = 5.950 \text{ m}$$

- 등분포 고정하중

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

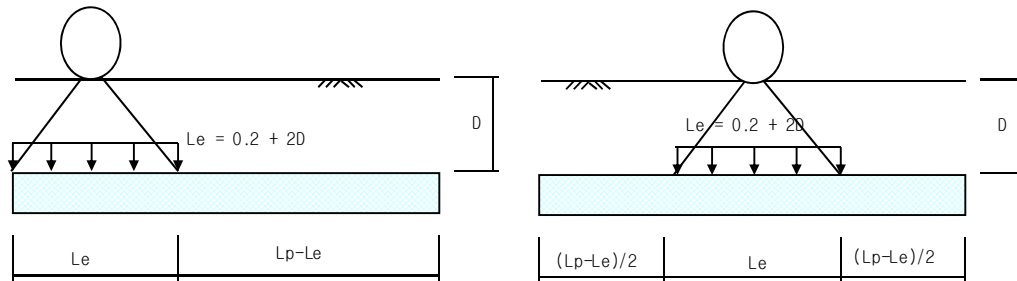
② 고정하중에 의한 부재력

$$V_d = 11.250 \times 5.950 / 2 - 11.250 \times 0. = 29.531 \text{ kN/m}$$

$$M_d = 11.250 \times 5.950^2 / 8 = 49.785 \text{ kN.m/m}$$

③ 활하중에 의한 부재력

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



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

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

$$= 416.000 \text{ kN}$$

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

$$= 416.000 \times 0.200 - (416.000 \times 0.200^2 + 2 \times 416.000 \times 0.200 \times 0.350) / (2 \times 5.950)$$

$$= 76.908 \text{ kN.m}$$

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

$$= 416.000 \times 5.950 / 2 \times 0.200 / 2 - 416.000 \times 0.200 / 2 \times 0.200 / 4$$

$$= 121.680 \text{ kN.m}$$

④ 단면력 산정

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

$$= 1.30 \times 29.531 + 2.15 \times 76.908$$

$$= 203.742 \text{ kN}$$

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

$$= 1.30 \times 49.785 + 2.15 \times 121.680$$

$$= 326.332 \text{ kN/m}$$

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)
1000.0	450.0	350.0	100.0	326.3	203.7

* 강도감소계수(ϕ) 산정

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

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

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

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

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

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 2960.517 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.369]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

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

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

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

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

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

* 휨에 대한 검토

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

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

$$\geq M_u (= 326.332 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K} \quad [\text{안전률 } 1.329]$$

* 전단에 대한 검토 (d = 350.00 mm)

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

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

$$\geq V_u (= 203.742 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

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

$$55/\sqrt{5.950} = 22.55\% < \text{최대 } 50\% \text{ 중 작은값 이상}$$

$$\text{소요 주철근} : 2960.5 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요 철근량} : 2960.5 \times 0.225 = 667.5 \text{ mm}^2 < 1910.0 \text{ mm}^2 \therefore \text{O.K}$$

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

단면적대비 0.0020 이상

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

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

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

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

3) 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 171.465 \times 1000000 / [4053.600 \times (350.000 - 115.388/3)]$$

$$= 135.776 \text{ MPa}$$

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

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

$$= 115.388 \text{ mm}$$

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

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

② 철근의 최대 중심간격

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

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

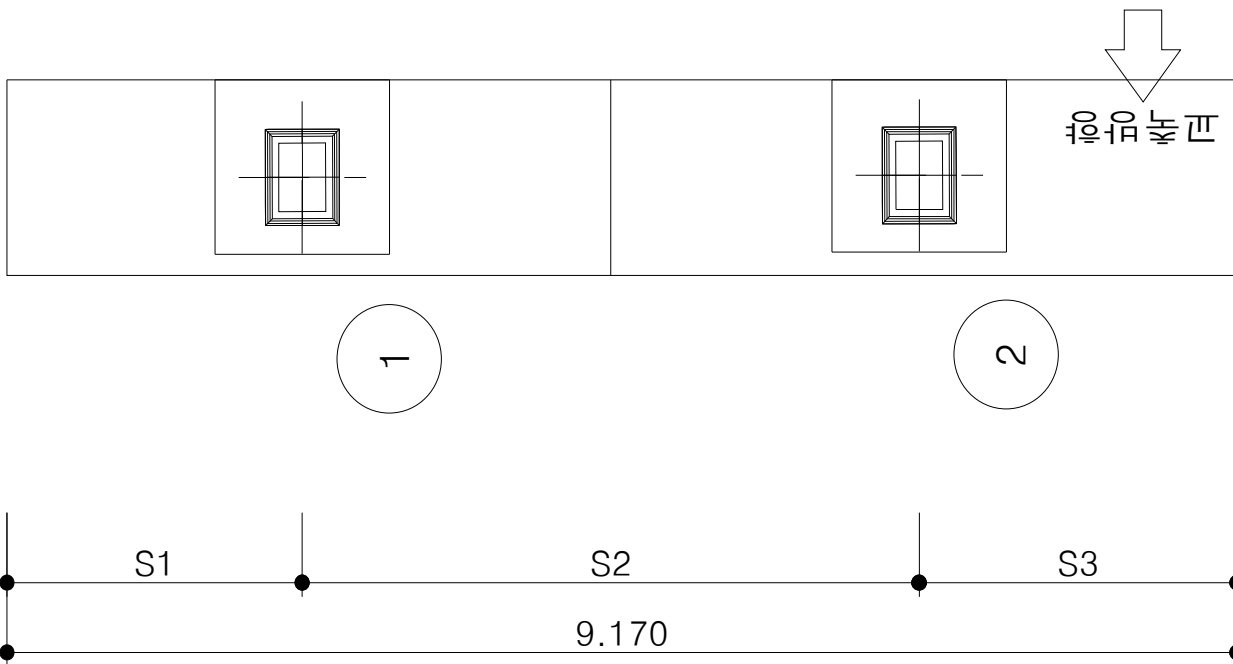
$$S_{\min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 135.78) - 2.5 \times 87.50 = 361.25 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 135.78) = 464.00 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 361.25 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 361.25 \text{ mm}) \therefore \text{O.K}$$

10. 교좌부 검토



1) 받침 연단거리 검토

① 필요 연단거리

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

$$S = 200 + 5.0 \times 40.150 = 400.750 \text{ mm}$$

② 실제 연단거리

구 분	필요연단	받침 규격		연단거리	비 고
		교축방향	직각방향		
1	400.750	490.000	350.000	456.000	0.K
2	400.750	490.000	350.000	471.000	0.K

2) 최소 받침지지 길이 검토

① 최소 받침지지 길이

- 사각이 90.0° 이므로 받침선과 교축직각방향의 사잇각은 0.00°

$$N = (200 + 1.67 \times L + 6.66 \times H) \times (1 + 0.000125 \times \theta^2) \text{ mm}$$

$$= (200 + 1.67 \times 180.300 + 6.66 \times 7.080) \times (1 + 0.000125 \times 0.00^2)$$

$$= 548.250 \text{ mm}$$

② 실제 받침지지 길이

$$N1 = 1400 - 150 - 50 = 1200 \text{ mm} \geq 548 \text{ mm} \therefore 0.K$$

3) 교량받침 수직력, 수평력 검토

구 분	수직력			수평력		
	허용값	상부반력	비 고	허용값	탄성지진력	비 고
SH0E 1	2000.000	1556.059	0.K	597.500	191.616	0.K
SH0E 2	2000.000	1546.193	0.K	597.500	198.896	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	1556.059	100.062	144.072	1051.000	2046.550	
2	1546.193	109.215	149.546	1066.000	2145.450	

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	2354.106	4369.200	0.K	3035.228	3972.000	0.K
2	2423.295	4369.200	0.K	3058.564	3972.000	0.K

③ 교량받침 콘크리트 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	667.080	8738.400	0.K	960.482	8738.400	0.K
2	728.098	8738.400	0.K	996.974	8738.400	0.K

5) 교량받침 하면 보강 : 교량받침 2

① 교량받침에 작용하는 하중

- 연직하중 : 최대반력

$$P = 1546.193 \text{ kN}$$

- 교축방향 수평하중 : 탄성지진력, 온도변화의 영향

$$Hx1 = 837.313 \times 0.150 / 1.15 = 109.215 \text{ kN}$$

$$Hx2 = 131.897 / 1.33 = 99.171 \text{ kN}$$

☞ 수평력은 Hx1, Hx2 중 큰 값인 109.215 kN를 적용한다.

- 교축직각방향 수평하중 : 탄성지진력, 풍하중의 영향

$$B/D = 9.170 / 4.790 = 1.914 \quad [1 \leq B/D < 8]$$

$$W1 = [4.0 - 0.2 \times (9.170 / 4.790)] \times 4.790 = 17.3 \text{ kN/m} \geq 6.0 \text{ 이므로}$$

$$Hy1 = 17.326 \times 40.150 / 2 / 2EA / 1.25 = 139.128 \text{ kN}$$

$$Hy2 = 198.896 / 1.33 = 149.546 \text{ kN}$$

☞ 수평력은 Hy1, Hy2 중 큰 값인 149.546 kN를 적용한다.

② 연직하중에 대한 보강

$$\begin{aligned}b1x &= 490.000 \text{ mm} & b1y &= 350.000 \text{ mm} \\b2x &= 716.000 \text{ mm} & b2y &= 2368.900 \text{ mm} \\bcx &= 2 \times b2x = 1432.000 \text{ mm} < 5 \times b1x = 2450.000 \text{ mm} \\bcy &= 2 \times b2y = 4737.800 \text{ mm} > 5 \times b1y = 1750.000 \text{ mm} \\Asx1 &= 1/4 \times (1 - b1x/bcx) \times P/fsa \\&= 1/4 \times (1 - 490.000/1432.000) \times 1546.193 \times 10^3 / 150.000 \\&= 1695.197 \text{ mm}^2 \\Asy1 &= 1/4 \times (1 - b1y/bcy) \times P/fsa \\&= 1/4 \times (1 - 350.000/1750.000) \times 1546.193 \times 10^3 / 150.000 \\&= 2061.590 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

③ 수평하중에 대한 보강

$$\begin{aligned}Asx2 &= Hx/fsa \\&= 109.215 \times 10^3 / 150.000 \\&= 728.098 \text{ mm}^2 \\Asy2 &= Hy/fsa \\&= 149.546 \times 10^3 / 150.000 \\&= 996.974 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

④ 철근 보강 범위

- 교축직각방향 철근보강 범위

$$\begin{aligned}Bxo &= b1x + b2y = 490.000 + 2368.900 = 2858.900 \text{ mm} \\&\text{여기서, 교좌중심에서의 연단거리 } 716.000 \text{ mm가 } Bxo/2 = 1429.450 \text{ mm보다 작으므로 보정필요} \\Bxo &= b2x + (b1x + b2y)/2 = 716.000 + (490.000+2368.900)/2 = 2145.450 \text{ mm}\end{aligned}$$

- 교축방향 철근보강 범위

$$Byo = b1y + b2x = 350.000 + 716.000 = 1066.000 \text{ mm}$$

⑤ 철근량 산정

- 교축직각방향

$$\begin{aligned}Asy &= Asy1 + Asy2 = 2061.590 + 996.974 = 3058.564 \text{ mm}^2 \\Bxo &= 2145.450 \text{ mm 범위내에서 D16 - 20 EA} \\As &= 198.600 \times 20 = 3972.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

- 교축방향

$$\begin{aligned}Asx &= Asx1 + Asx2 = 1695.197 + 728.098 = 2423.295 \text{ mm}^2 \\Byo &= 1066.000 \text{ mm 범위내에서 D16 - 22 EA} \\As &= 198.600 \times 22 = 4369.200 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

6) 교량받침 콘크리트 보강 : 교량받침 2

① 교축직각방향

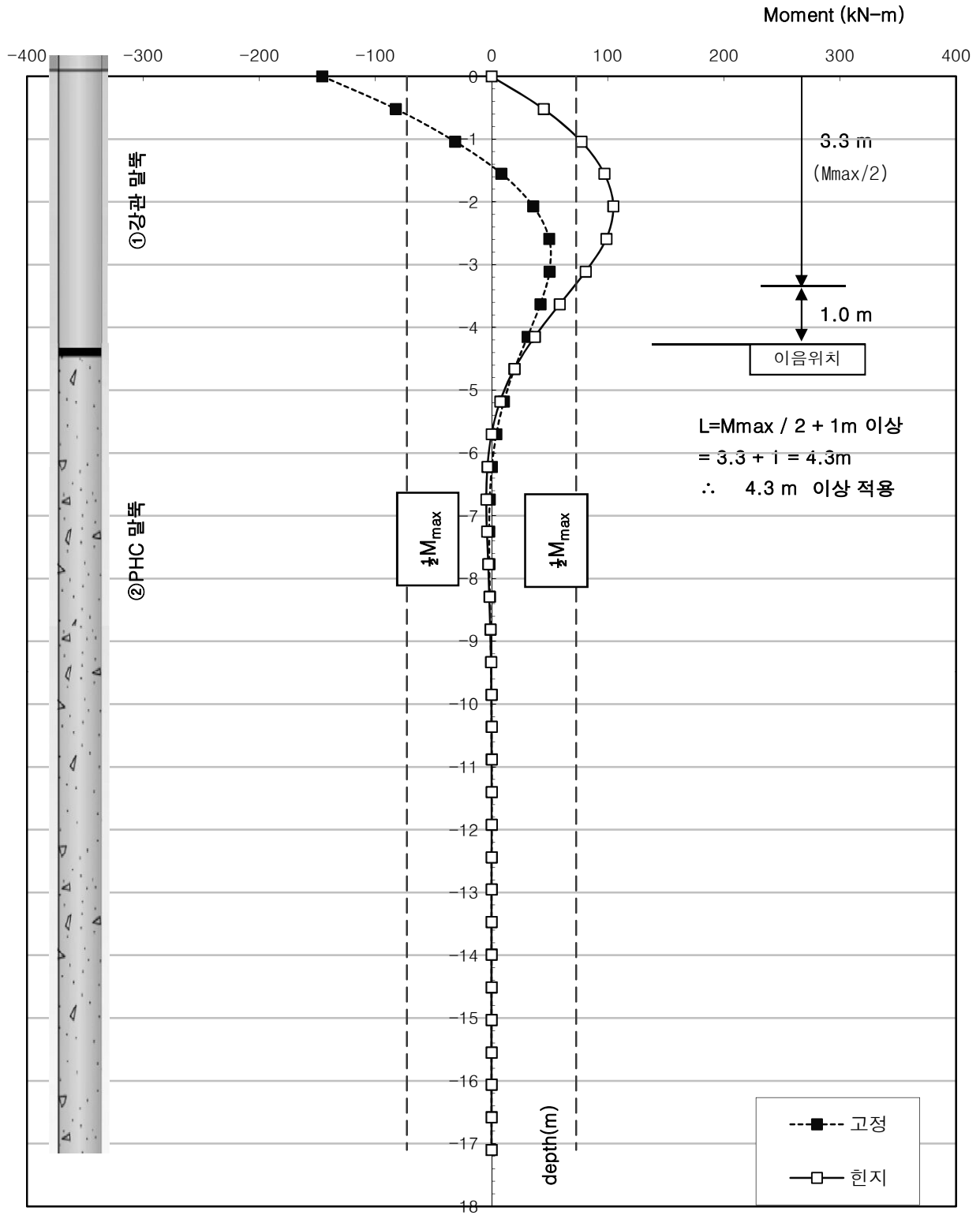
$$\begin{aligned}As2 &= Hy/fsa = 149.546 \times 10^3 / 150.000 = 996.974 \text{ mm}^2 \\&\text{사용철근 : D16 - 22 EA + D16 - 22 EA} \\As &= 198.600 \times 22 + 198.600 \times 22 = 8738.400 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

② 교축방향

$$\begin{aligned}As1 &= Hx/fsa = 109.215 \times 10^3 / 150.000 = 728.098 \text{ mm}^2 \\&\text{사용철근 : D16 - 22 EA + D16 - 22 EA} \\As &= 198.600 \times 22 + 198.600 \times 22 = 8738.400 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

11. 복합 말뚝검토

11.1 복합 이음위치 검토



11.2 복합 말뚝검토

1) 설계조건

① 지반조건 및 기본가정

구 분	적 용	비 고
말뚝의 시공방법	프리보링 복합말뚝	
말뚝 머리의 평균 N치 NH	10	
말뚝 선단의 평균 N치 Ne	50	
변 형 계 수 E0	$10 \cdot N$	
말뚝 선단의 근입깊이	1.0 m	
두부의 돌출길이	0.0 m	
말뚝의 총길이 L	17.0 m	

② 말뚝의 제원

a. 강관말뚝의 제원

구 분	적 용	비 고
말 뚝 지 림 Ds	500 mm	
말 뚝 두 께 ts	12 mm	
부 식 두 께 t1s	2 mm	
유 효 지 림 Des	496 mm	
말 뚝 길 이 Ls	4.3 m	
단면2차모멘트 Is	450975060 mm ⁴	
탄 성 계 수 Es	205000 MPa	
강재의 종류	SKK400	

b. PHC말뚝의 제원

구 분	적 용	비 고
말 뚝 지 림 Dp	500 mm	
말 뚝 두 께 tp	80 mm	
부 식 두 께 t1p	0 mm	
유 효 지 림 Dep	500 mm	
말 뚝 길 이 Lp	12.7 m	
단면2차모멘트 Ip	2411989176 mm ⁴	
탄 성 계 수 Ep	40000 MPa	

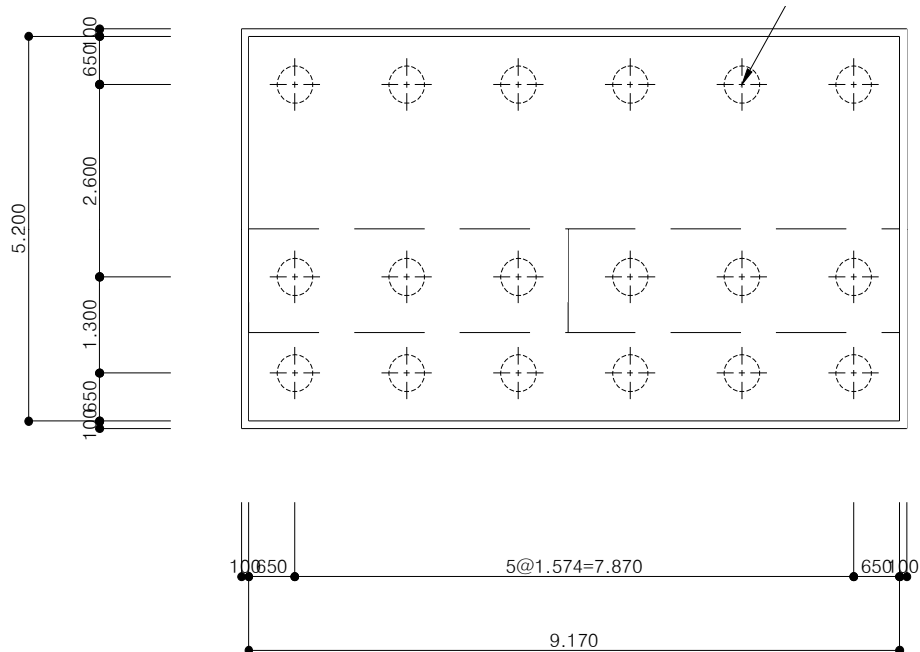
③ 복합말뚝 구성 조건

- 강관말뚝과 PHC의 외경이 $\Phi 500$ 으로 동일함
- 강관말뚝과 PHC의 연결은 하중분산용 구조체인 결함구를 강관말뚝 내측에 삽입후 강결시켜야 하며, 결함구가 부착된 강관말뚝과 PHC를 용접으로 연결 함.

2) 파일도심에서의 작용하중

구 분		Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	비 고
사용하중	COMBO 1	6503.978	1840.382	97.560	고정하중+활하중+토압(1+3+5+7)
	COMBO 2	6503.978	1840.382	97.560	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7)
	COMBO 3	6311.408	2384.558	4569.460	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)
	COMBO 4	9064.683	1840.382	1332.508	고정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8+9)
	COMBO 5	9064.683	2081.049	2737.534	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9+10)
	COMBO 6	7915.865	2625.224	6744.317	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+8+11)
계수하중	COMBO 1	9027.974	3128.650	1038.217	고정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8)
	COMBO 2	8864.290	3128.650	1320.779	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8)
	COMBO 3	6311.408	2384.558	4569.460	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)
	COMBO 4	13169.700	3128.650	3029.031	고정하중+활하중+토압(1+3+5+7+8+9+10)
	COMBO 5	12193.205	3441.517	4755.350	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9+10+11)
	COMBO 6	7915.865	2625.224	6744.317	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+9+12)

3) 말뚝의 배치



※ 말뚝의 간격 검토

구 분	적 용	비교	허 용	비 고
말뚝의 최소중심간격	1.3 m	>	$2.5 \cdot D = 1.25$ m	$\therefore 0.K$
말뚝의 연단거리	0.65 m	>	$1.25 \cdot D = 0.625$ m	$\therefore 0.K$

4) 말뚝의 스프링 정수 산정

① 축방향 스프링정수

구 분	계 산 식	적 용 값
a	$0.013 \cdot (L/D) + 0.53$	0.976
Kv	$a \cdot A \cdot E / L$	222648 kN/m

② 말뚝의 축직각방향 스프링정수

구 분		계 산 식	적 용 값		
			상시	지진시	
E_0		$10 \cdot N$	10000		kN/m ²
α		-	1	2	
B_H		$\sqrt{\frac{D}{\beta}}$	1.181	1.073	
K_{H0}		$\frac{1}{30} \alpha E_0$	33333	66667	kN/m ³
K_H		$k_{H0} \left(\frac{B_H}{30}\right)^{-\frac{3}{4}}$	11927	25628	kN/m ³
β		$\sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$	0.356	0.431	m ⁻¹
βL		$\beta L \geq 3$ (반무한장 말뚝)	6.046 ≥ 3	7.320 ≥ 3	
		$1 < \beta L < 3$ (유한장 말뚝)	(반무한장 말뚝)	(반무한장 말뚝)	
고 정	K1	$4 \cdot E \cdot I \cdot \beta^3$	16635	29522	kN/m
	K2	$2 \cdot E \cdot I \cdot \beta^2$	23387	34281	kN/rad
	K3	$2 \cdot E \cdot I \cdot \beta^2$	23387	34281	kN.m/m
	K4	$2 \cdot E \cdot I \cdot \beta$	65758	79615	kN.m/rad
힌 지	K1	$2 \cdot E \cdot I \cdot \beta^3$	8317	14761	kN/m
	K2,K3,K4	-	0	0	

h : 설계 지반면보다 위에 있는 부분의 말뚝 축방향 길이 (m)

5) 말뚝의 변위 및 부재력

① 말뚝머리 고정일 경우

㉠ 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
A_{xx}	$\sum (K_1 \cos^2 \theta_i + K_v \sin^2 \theta_i)$	299422	531389
A_{xy}, A_{yx}	$\sum (K_v - K_1) \sin \theta_i \cos \theta_i$	0	0
A_{xa}, A_{ax}	$\sum \{(K_v - K_1)x_i \sin \theta_i \cos \theta_i - K_2 \cos \theta_i\}$	-420958	-617056
A_{yy}	$\sum (K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)$	4007655	4007655
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
A_{aa}	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i^2 + (K_2 + K_3)x_i \sin \theta_i + K_4\}$	11719332	11968748
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			계수하중		
	$\delta x(m)$	$\delta y(m)$	$\alpha(rad)$	$\delta x(m)$	$\delta y(m)$	$\alpha(rad)$
COMBO 1	0.0064857	0.0016229	0.0002413	0.0111359	0.0022527	0.0004886
COMBO 2	0.0064857	0.0016229	0.0002413	0.0111716	0.0022118	0.0005140
COMBO 3	0.0052447	0.0015748	0.0006522	0.0052447	0.0015748	0.0006522
COMBO 4	0.0066417	0.0022618	0.0003523	0.0113874	0.0032861	0.0006675
COMBO 5	0.0076657	0.0022618	0.0005089	0.0127060	0.0030425	0.0008622
COMBO 6	0.0059509	0.0019752	0.0008703	0.0059509	0.0019752	0.0008703

* 말뚝의 수평변위 검토

$$\text{말뚝의 수평변위} = 7.666 \text{ mm} \leq \text{말뚝의 허용변위} = 15.000 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

㉞ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

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

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

$$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$$

$$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$$

$$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$$

- 사용하중 조합

구 분		$\delta x(i)$	$\delta y(i)$	α	$Pn(i)$	$Ph(i)$	$Mt(i)$
COMBO 1	1	0.0064857	0.0020411	0.0002413	454.451	102.243	-135.811
	2	0.0064857	0.0017274	0.0002413	384.612	102.243	-135.811
	3	0.0064857	0.0011001	0.0002413	244.933	102.243	-135.811
COMBO 2	1	0.0064857	0.0020411	0.0002413	454.451	102.243	-135.811
	2	0.0064857	0.0017274	0.0002413	384.612	102.243	-135.811
	3	0.0064857	0.0011001	0.0002413	244.933	102.243	-135.811
COMBO 3	1	0.0052447	0.0027053	0.0006522	602.324	132.475	-127.871
	2	0.0052447	0.0018574	0.0006522	413.556	132.475	-127.871
	3	0.0052447	0.0001618	0.0006522	36.021	132.475	-127.871
COMBO 4	1	0.0066417	0.0028724	0.0003523	639.543	102.243	-132.162
	2	0.0066417	0.0024145	0.0003523	537.581	102.243	-132.162
	3	0.0066417	0.0014986	0.0003523	333.657	102.243	-132.162
COMBO 5	1	0.0076657	0.0031440	0.0005089	700.007	115.614	-145.808
	2	0.0076657	0.0024824	0.0005089	552.697	115.614	-145.808
	3	0.0076657	0.0011591	0.0005089	258.077	115.614	-145.808
COMBO 6	1	0.0059509	0.0034837	0.0008703	775.637	145.846	-134.714
	2	0.0059509	0.0023523	0.0008703	523.737	145.846	-134.714
	3	0.0059509	0.0000895	0.0008703	19.937	145.846	-134.714

- 계수하중 조합

구 분		$\delta x(i)$	$\delta y(i)$	α	$P_n(i)$	$P_h(i)$	$M_t(i)$
COMBO 1	1	0.0111359	0.0030996	0.0004886	690.112	173.814	-228.301
	2	0.0111359	0.0024644	0.0004886	548.694	173.814	-228.301
	3	0.0111359	0.0011941	0.0004886	265.857	173.814	-228.301
COMBO 2	1	0.0111716	0.0031027	0.0005140	690.818	173.814	-227.466
	2	0.0111716	0.0024346	0.0005140	542.050	173.814	-227.466
	3	0.0111716	0.0010982	0.0005140	244.513	173.814	-227.466
COMBO 3	1	0.0052447	0.0027053	0.0006522	602.324	132.475	-127.871
	2	0.0052447	0.0018574	0.0006522	413.556	132.475	-127.871
	3	0.0052447	0.0001618	0.0006522	36.021	132.475	-127.871
COMBO 4	1	0.0113874	0.0044431	0.0006675	989.253	173.814	-222.418
	2	0.0113874	0.0035754	0.0006675	796.051	173.814	-222.418
	3	0.0113874	0.0018399	0.0006675	409.646	173.814	-222.418
COMBO 5	1	0.0127060	0.0045369	0.0008622	1010.130	191.195	-240.455
	2	0.0127060	0.0034161	0.0008622	760.583	191.195	-240.455
	3	0.0127060	0.0011744	0.0008622	261.488	191.195	-240.455
COMBO 6	1	0.0059509	0.0034837	0.0008703	775.637	145.846	-134.714
	2	0.0059509	0.0023523	0.0008703	523.737	145.846	-134.714
	3	0.0059509	0.0000895	0.0008703	19.937	145.846	-134.714

㉔ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$$V(i) = P_n(i) \times \cos \theta(i) - P_h(i) \times \sin \theta(i)$$

$$H(i) = P_n(i) \times \sin \theta(i) + P_h(i) \times \cos \theta(i)$$

$$H_t = \sum H(i) \times N$$

$$V_t = \sum V(i) \times N$$

$$M_t = \sum (V(i) \times x(i) + M(i)) \times N$$

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.733	0	454.451	102.243	-135.811	6
	2	0.433	0	384.612	102.243	-135.811	6
	3	-2.167	0	244.933	102.243	-135.811	6
	계			6503.978	1840.382	97.560	18
COMBO 2	1	1.733	0	454.451	102.243	-135.811	6
	2	0.433	0	384.612	102.243	-135.811	6
	3	-2.167	0	244.933	102.243	-135.811	6
	계			6503.978	1840.382	97.560	18
COMBO 3	1	1.733	0	602.324	132.475	-127.871	6
	2	0.433	0	413.556	132.475	-127.871	6
	3	-2.167	0	36.021	132.475	-127.871	6
	계			6311.408	2384.558	4569.460	18
COMBO 4	1	1.733	0	639.543	102.243	-132.162	6
	2	0.433	0	537.581	102.243	-132.162	6
	3	-2.167	0	333.657	102.243	-132.162	6
	계			9064.683	1840.382	1332.508	18
COMBO 5	1	1.733	0	700.007	115.614	-145.808	6
	2	0.433	0	552.697	115.614	-145.808	6
	3	-2.167	0	258.077	115.614	-145.808	6
	계			9064.683	2081.049	2737.534	18
COMBO 6	1	1.733	0	775.637	145.846	-134.714	6
	2	0.433	0	523.737	145.846	-134.714	6
	3	-2.167	0	19.937	145.846	-134.714	6
	계			7915.865	2625.224	6744.317	18

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.733	0	690.112	173.814	-228.301	6
	2	0.433	0	548.694	173.814	-228.301	6
	3	-2.167	0	265.857	173.814	-228.301	6
	계			9027.974	3128.650	1038.217	18
COMBO 2	1	1.733	0	690.818	173.814	-227.466	6
	2	0.433	0	542.050	173.814	-227.466	6
	3	-2.167	0	244.513	173.814	-227.466	6
	계			8864.290	3128.650	1320.779	18
COMBO 3	1	1.733	0	602.324	132.475	-127.871	6
	2	0.433	0	413.556	132.475	-127.871	6
	3	-2.167	0	36.021	132.475	-127.871	6
	계			6311.408	2384.558	4569.460	18
COMBO 4	1	1.733	0	989.253	173.814	-222.418	6
	2	0.433	0	796.051	173.814	-222.418	6
	3	-2.167	0	409.646	173.814	-222.418	6
	계			13169.700	3128.650	3029.031	18
COMBO 5	1	1.733	0	1010.130	191.195	-240.455	6
	2	0.433	0	760.583	191.195	-240.455	6
	3	-2.167	0	261.488	191.195	-240.455	6
	계			12193.205	3441.517	4755.350	18
COMBO 6	1	1.733	0	775.637	145.846	-134.714	6
	2	0.433	0	523.737	145.846	-134.714	6
	3	-2.167	0	19.937	145.846	-134.714	6
	계			7915.865	2625.224	6744.317	18

② 말뚝머리 힌지일 경우

㉠ 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
A_{xx}	$\sum (K_1 \cos^2 \theta_i + K_v \sin^2 \theta_i)$	149711	265694
A_{xy}, A_{yx}	$\sum (K_v - K_1) \sin \theta_i \cos \theta_i$	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
A_{yy}	$\sum (K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)$	4007655	4007655
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
A_{aa}	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i^2 + (K_2 + K_3)x_i \sin \theta_i + K_4\}$	10535681	10535681
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			계수하중		
	$\delta x(m)$	$\delta y(m)$	$\alpha(rad)$	$\delta x(m)$	$\delta y(m)$	$\alpha(rad)$
COMBO 1	0.0122929	0.0016229	0.0000093	0.0208979	0.0022527	0.0000985
COMBO 2	0.0122929	0.0016229	0.0000093	0.0208979	0.0022118	0.0001254
COMBO 3	0.0089748	0.0015748	0.0004337	0.0089748	0.0015748	0.0004337
COMBO 4	0.0122929	0.0022618	0.0001265	0.0208979	0.0032861	0.0002875
COMBO 5	0.0139004	0.0022618	0.0002598	0.0229877	0.0030425	0.0004514
COMBO 6	0.0098806	0.0019752	0.0006401	0.0098806	0.0019752	0.0006401

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 13.900 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ 0.K

㉞ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

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

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

$$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$$

$$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$$

$$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$$

- 사용하중 조합

구 분		$\delta x(i)$	$\delta y(i)$	α	$Pn(i)$	$Ph(i)$	$Mt(i)$
COMBO 1	1	0.0122929	0.0016389	0.0000093	364.906	102.243	0.000
	2	0.0122929	0.0016269	0.0000093	362.226	102.243	0.000
	3	0.0122929	0.0016028	0.0000093	356.865	102.243	0.000
COMBO 2	1	0.0122929	0.0016389	0.0000093	364.906	102.243	0.000
	2	0.0122929	0.0016269	0.0000093	362.226	102.243	0.000
	3	0.0122929	0.0016028	0.0000093	356.865	102.243	0.000
COMBO 3	1	0.0089748	0.0023266	0.0004337	518.013	132.475	0.000
	2	0.0089748	0.0017628	0.0004337	392.479	132.475	0.000
	3	0.0089748	0.0006351	0.0004337	141.409	132.475	0.000
COMBO 4	1	0.0122929	0.0024811	0.0001265	552.403	102.243	0.000
	2	0.0122929	0.0023166	0.0001265	515.796	102.243	0.000
	3	0.0122929	0.0019878	0.0001265	442.581	102.243	0.000
COMBO 5	1	0.0139004	0.0027122	0.0002598	603.869	115.614	0.000
	2	0.0139004	0.0023744	0.0002598	528.662	115.614	0.000
	3	0.0139004	0.0016989	0.0002598	378.249	115.614	0.000
COMBO 6	1	0.0098806	0.0030848	0.0006401	686.815	145.846	0.000
	2	0.0098806	0.0022526	0.0006401	501.531	145.846	0.000
	3	0.0098806	0.0005882	0.0006401	130.965	145.846	0.000

- 계수하중 조합

구 분		$\delta x(i)$	$\delta y(i)$	α	$P_n(i)$	$P_h(i)$	$M_t(i)$
COMBO 1	1	0.0208979	0.0024235	0.0000985	539.584	173.814	0.000
	2	0.0208979	0.0022954	0.0000985	511.062	173.814	0.000
	3	0.0208979	0.0020392	0.0000985	454.017	173.814	0.000
COMBO 2	1	0.0208979	0.0024291	0.0001254	540.841	173.814	0.000
	2	0.0208979	0.0022662	0.0001254	504.556	173.814	0.000
	3	0.0208979	0.0019402	0.0001254	431.985	173.814	0.000
COMBO 3	1	0.0089748	0.0023266	0.0004337	518.013	132.475	0.000
	2	0.0089748	0.0017628	0.0004337	392.479	132.475	0.000
	3	0.0089748	0.0006351	0.0004337	141.409	132.475	0.000
COMBO 4	1	0.0208979	0.0037845	0.0002875	842.604	173.814	0.000
	2	0.0208979	0.0034107	0.0002875	759.388	173.814	0.000
	3	0.0208979	0.0026632	0.0002875	592.958	173.814	0.000
COMBO 5	1	0.0229877	0.0038248	0.0004514	851.589	191.195	0.000
	2	0.0229877	0.0032381	0.0004514	720.947	191.195	0.000
	3	0.0229877	0.0020645	0.0004514	459.664	191.195	0.000
COMBO 6	1	0.0098806	0.0030848	0.0006401	686.815	145.846	0.000
	2	0.0098806	0.0022526	0.0006401	501.531	145.846	0.000
	3	0.0098806	0.0005882	0.0006401	130.965	145.846	0.000

㉔ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$$V(i) = P_n(i) \times \cos \theta(i) - P_h(i) \times \sin \theta(i)$$

$$H(i) = P_n(i) \times \sin \theta(i) + P_h(i) \times \cos \theta(i)$$

$$H_t = \sum H(i) \times N$$

$$V_t = \sum V(i) \times N$$

$$M_t = \sum (V(i) \times x(i) + M(i)) \times N$$

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.733	0	364.906	102.243	0.000	6
	2	0.433	0	362.226	102.243	0.000	6
	3	-2.167	0	356.865	102.243	0.000	6
	계			6503.978	1840.382	97.560	18
COMBO 2	1	1.733	0	364.906	102.243	0.000	6
	2	0.433	0	362.226	102.243	0.000	6
	3	-2.167	0	356.865	102.243	0.000	6
	계			6503.978	1840.382	97.560	18
COMBO 3	1	1.733	0	518.013	132.475	0.000	6
	2	0.433	0	392.479	132.475	0.000	6
	3	-2.167	0	141.409	132.475	0.000	6
	계			6311.408	2384.558	4569.460	18
COMBO 4	1	1.733	0	552.403	102.243	0.000	6
	2	0.433	0	515.796	102.243	0.000	6
	3	-2.167	0	442.581	102.243	0.000	6
	계			9064.683	1840.382	1332.508	18
COMBO 5	1	1.733	0	603.869	115.614	0.000	6
	2	0.433	0	528.662	115.614	0.000	6
	3	-2.167	0	378.249	115.614	0.000	6
	계			9064.683	2081.049	2737.534	18
COMBO 6	1	1.733	0	686.815	145.846	0.000	6
	2	0.433	0	501.531	145.846	0.000	6
	3	-2.167	0	130.965	145.846	0.000	6
	계			7915.865	2625.224	6744.317	18

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.733	0	539.584	173.814	0.000	6
	2	0.433	0	511.062	173.814	0.000	6
	3	-2.167	0	454.017	173.814	0.000	6
	계			9027.974	3128.650	1038.217	18
COMBO 2	1	1.733	0	540.841	173.814	0.000	6
	2	0.433	0	504.556	173.814	0.000	6
	3	-2.167	0	431.985	173.814	0.000	6
	계			8864.290	3128.650	1320.779	18
COMBO 3	1	1.733	0	518.013	132.475	0.000	6
	2	0.433	0	392.479	132.475	0.000	6
	3	-2.167	0	141.409	132.475	0.000	6
	계			6311.408	2384.558	4569.460	18
COMBO 4	1	1.733	0	842.604	173.814	0.000	6
	2	0.433	0	759.388	173.814	0.000	6
	3	-2.167	0	592.958	173.814	0.000	6
	계			13169.700	3128.650	3029.031	18
COMBO 5	1	1.733	0	851.589	191.195	0.000	6
	2	0.433	0	720.947	191.195	0.000	6
	3	-2.167	0	459.664	191.195	0.000	6
	계			12193.205	3441.517	4755.350	18
COMBO 6	1	1.733	0	686.815	145.846	0.000	6
	2	0.433	0	501.531	145.846	0.000	6
	3	-2.167	0	130.965	145.846	0.000	6
	계			7915.865	2625.224	6744.317	18

11.3 말뚝머리 작용력 집계표

1) 말뚝머리 고정일 경우

구 분		사 용 하 중			계 수 하 중		
		축력	수평력	모멘트	축력	수평력	모멘트
COMBO 1	1	454.451	102.243	-135.811	690.112	173.814	-228.301
	2	384.612	102.243	-135.811	548.694	173.814	-228.301
	3	244.933	102.243	-135.811	265.857	173.814	-228.301
COMBO 2	1	454.451	102.243	-135.811	690.818	173.814	-227.466
	2	384.612	102.243	-135.811	542.050	173.814	-227.466
	3	244.933	102.243	-135.811	244.513	173.814	-227.466
COMBO 3	1	602.324	132.475	-127.871	602.324	132.475	-127.871
	2	413.556	132.475	-127.871	413.556	132.475	-127.871
	3	36.021	132.475	-127.871	36.021	132.475	-127.871
COMBO 4	1	639.543	102.243	-132.162	989.253	173.814	-222.418
	2	537.581	102.243	-132.162	796.051	173.814	-222.418
	3	333.657	102.243	-132.162	409.646	173.814	-222.418
COMBO 5	1	700.007	115.614	-145.808	1010.130	191.195	-240.455
	2	552.697	115.614	-145.808	760.583	191.195	-240.455
	3	258.077	115.614	-145.808	261.488	191.195	-240.455
COMBO 6	1	775.637	145.846	-134.714	775.637	145.846	-134.714
	2	523.737	145.846	-134.714	523.737	145.846	-134.714
	3	19.937	145.846	-134.714	19.937	145.846	-134.714

2) 말뚝머리 힌지일 경우

구 분		사 용 하 중			계 수 하 중		
		축력	수평력	모멘트	축력	수평력	모멘트
COMBO 1	1	364.906	102.243	0.000	539.584	173.814	0.000
	2	362.226	102.243	0.000	511.062	173.814	0.000
	3	356.865	102.243	0.000	454.017	173.814	0.000
COMBO 2	1	364.906	102.243	0.000	540.841	173.814	0.000
	2	362.226	102.243	0.000	504.556	173.814	0.000
	3	356.865	102.243	0.000	431.985	173.814	0.000
COMBO 3	1	518.013	132.475	0.000	518.013	132.475	0.000
	2	392.479	132.475	0.000	392.479	132.475	0.000
	3	141.409	132.475	0.000	141.409	132.475	0.000
COMBO 4	1	552.403	102.243	0.000	842.604	173.814	0.000
	2	515.796	102.243	0.000	759.388	173.814	0.000
	3	442.581	102.243	0.000	592.958	173.814	0.000
COMBO 5	1	603.869	115.614	0.000	851.589	191.195	0.000
	2	528.662	115.614	0.000	720.947	191.195	0.000
	3	378.249	115.614	0.000	459.664	191.195	0.000
COMBO 6	1	686.815	145.846	0.000	686.815	145.846	0.000
	2	501.531	145.846	0.000	501.531	145.846	0.000
	3	130.965	145.846	0.000	130.965	145.846	0.000

11.4 말뚝의 안정성 검토

1) 말뚝의 허용지지력 검토

① 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 마찰지지 말뚝

$$Ra1 = 997.300 \text{ kN(평상시)}$$

$$Ra2 = 1495.950 \text{ kN(지진시)}$$

② 말뚝의 허용변위 검토

$$\text{평상시의 말뚝의 허용 수평변위 } \delta a = 15.000 \text{ mm} > \delta = 13.900 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\text{지진시의 말뚝의 허용 수평변위 } \delta a = 15.000 \text{ mm} > \delta = 9.881 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

③ 말뚝의 허용인발력

$$Pa1 = 473.858 \text{ kN(평상시)}$$

$$Pa2 = 710.787 \text{ kN(지진시)}$$

④ 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	454.451	244.933	997.300	473.858	O.K
	HINGE	364.906	356.865	997.300	473.858	O.K
COMBO 2	FIX	454.451	244.933	997.300	473.858	O.K
	HINGE	364.906	356.865	997.300	473.858	O.K
COMBO 3	FIX	602.324	36.021	1495.950	710.787	O.K
	HINGE	518.013	141.409	1495.950	710.787	O.K
COMBO 4	FIX	639.543	333.657	997.300	473.858	O.K
	HINGE	552.403	442.581	997.300	473.858	O.K
COMBO 5	FIX	700.007	258.077	997.300	473.858	O.K
	HINGE	603.869	378.249	997.300	473.858	O.K
COMBO 6	FIX	775.637	19.937	1495.950	710.787	O.K
	HINGE	686.815	130.965	1495.950	710.787	O.K

2) 말뚝의 응력 검토

① 강관말뚝의 합성응력 검토

$$f_{sa} = 140 \text{ MPa (평상시)}$$

$$= 210 \text{ MPa (지진시)}$$

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

$$= V \div 15268 \pm M \times (500 \div 2) \div 450975060$$

구 분		V(kN)	M(kN.m)	f _{max}	f _{sa}	비 고
COMBO 1	FIX	454.451	135.811	105.052	140	0.K
	HINGE	364.906	92.686	75.281	140	0.K
COMBO 2	FIX	454.451	135.811	105.052	140	0.K
	HINGE	364.906	92.686	75.281	140	0.K
COMBO 3	FIX	602.324	127.871	110.335	210	0.K
	HINGE	518.013	99.191	88.915	210	0.K
COMBO 4	FIX	639.543	132.162	115.152	140	0.K
	HINGE	552.403	92.686	87.561	140	0.K
COMBO 5	FIX	700.007	145.808	126.677	140	0.K
	HINGE	603.869	104.807	97.651	140	0.K
COMBO 6	FIX	775.637	134.714	125.480	210	0.K
	HINGE	686.815	109.202	105.520	210	0.K

② 강관말뚝의 전단응력 검토

$$\tau_{sa} = 80 \text{ MPa (평상시)}$$

$$= 120 \text{ MPa (지진시)}$$

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

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

$$= 4 \times (496.000^2 + 496.000 \times 476.000 + 476.000^2) \div (3 \times (496.000^2 + 476.000^2))$$

$$= 1.999 \text{ ; 전단형상계수}$$

구 분		H(kN)	τ	τ_{sa}	비 고
COMBO 1	FIX	102.243	13.389	80	0.K
	HINGE	102.243	13.389	80	0.K
COMBO 2	FIX	102.243	13.389	80	0.K
	HINGE	102.243	13.389	80	0.K
COMBO 3	FIX	132.475	17.348	120	0.K
	HINGE	132.475	17.348	120	0.K
COMBO 4	FIX	102.243	13.389	80	0.K
	HINGE	102.243	13.389	80	0.K
COMBO 5	FIX	115.614	15.140	80	0.K
	HINGE	115.614	15.140	80	0.K
COMBO 6	FIX	145.846	19.099	120	0.K
	HINGE	145.846	19.099	120	0.K

③ PHC 말뚝의 합성응력 검토

$$\begin{aligned} f_{ca}' \text{ (압축측)} &= 20.00 \text{ MPa (평상시)} \\ &= 26.60 \text{ MPa (지진시)} \\ f_{ca} \text{ (인장측)} &= 0 \text{ MPa (평상시)} \\ &= -3 \text{ MPa (지진시)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f &= V/A_p + f_{pe} \pm M \times y/I_o \\ &= V \div 105558 + 4.00 \pm M \times (500.0 \div 2) \div 2411989176 \end{aligned}$$

구 분		V(kN)	M(kN.m)	fmax	fmin	fca'	fca	비 고
평상시 최대	FIX	700.007	27.608	13.493	7.770	20	0	0.K
	HINGE	603.869	32.099	13.048	6.394	20	0	0.K
지진시 최대	FIX	775.637	28.985	14.352	8.344	26.60	-3	0.K
	HINGE	686.815	37.470	14.390	6.623	26.60	-3	0.K
지진시 최소	FIX	19.937	28.985	7.193	1.185	26.60	-3	0.K
	HINGE	130.965	37.470	9.124	1.357	26.60	-3	0.K

④ PHC 말뚝의 전단응력 검토

$$\tau_{pa} = 0.85 \text{ Mpa} \times C_N \text{ [축방향압축력에 대한 보정계수]}$$

$$\begin{aligned} \text{여기서, } C_N &= 1 + M_0 / M \\ &= 1.272 \quad (1 \leq C_N \leq 2) \end{aligned}$$

$$\ast C_N = 1.272 \text{ 적용}$$

M : 부재단면에 작용하는 휨모멘트 (N.mm)

M₀ : 축방향 압축력에 의해 콘크리트 응력이 부재 인장면에서 영으로 되는 휨모멘트 (N.mm)

$$M_0 = \frac{N \times I_c}{A_c \times y}$$

N : 부재단면에 작용하는 축방향압축력 (N)

I_c : 부재단면의 도심축에 대한 단면2차모멘트 (mm⁴)

A_c : 부재단면적 (mm²)

y : 부재단면의 도심에서 부재인장선까지의 거리 (mm)

$$\tau_{pa} = 0.85 \times C_N \leq 1.20 \text{ MPa (평상시)}$$

$$\therefore \tau_{pa} = 0.85 \times C_N = 1.08 \text{ MPa (평상시)}$$

$$\ast \tau_{pa} = 1.080 \text{ MPa (평상시) 적용}$$

$$= 1.436 \text{ MPa (지진시)}$$

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

$$\begin{aligned} \alpha &= 4 \times (500.000^2 + 500.000 \times 340.000 + 340.000^2) \div \\ &\quad (3 \times (500.000^2 + 340.000^2)) = 1.953 \text{ ; 전단형상계수} \\ &= 1.953 \times H_o / 105558 \end{aligned}$$

구 분		H(kN)	τ_p	τ_{pa}	비 고
평상시최대	FIX	19.108	0.354	1.080	0.K
	HINGE	47.581	0.880	1.080	0.K
지진시최대	FIX	26.309	0.487	1.436	0.K
	HINGE	64.833	1.200	1.436	0.K

교각 P1

목 차

1. 설 계 흐 름 도
2. 해석결과 요약
 - * 안정성검토 및 응력검토
 - * 기둥의 단면 설계
 - * 단면 설계
 - * 사용성 검토
3. 설 계 조 건
 - 3.1 일반사항
 - 3.2 하중
 - 3.3 지반조건
 - 3.4 사용재료 강도
 - 3.5 설계방법
 - 3.6 참고문헌
4. 단 면 가 정
5. 하 중 계 산
6. 구 조 해 석
 - 6.1 해석모델링
 - 6.2 절점좌표
 - 6.3 단면제원
 - 6.4 하중재하도
7. 해 석 결 과 집 계
 - 7.1 하중별 부재력 집계
 - 7.2 사용하중 조합시 부재력 집계
 - 7.3 계수하중 조합시 부재력 집계
8. 두 부 보 설 계
 - 8.1 내민보의 설계 : 좌측
 - 8.2 내민보의 설계 : 우측
 - 8.3 교량받침 위치 검토

9. 기 동 설 계

- 9.1 교축직각 방향
- 9.2 교축 방향
- 9.3 합성 부재력
- 9.4 기동의 전단설계

10. 기 초 설 계

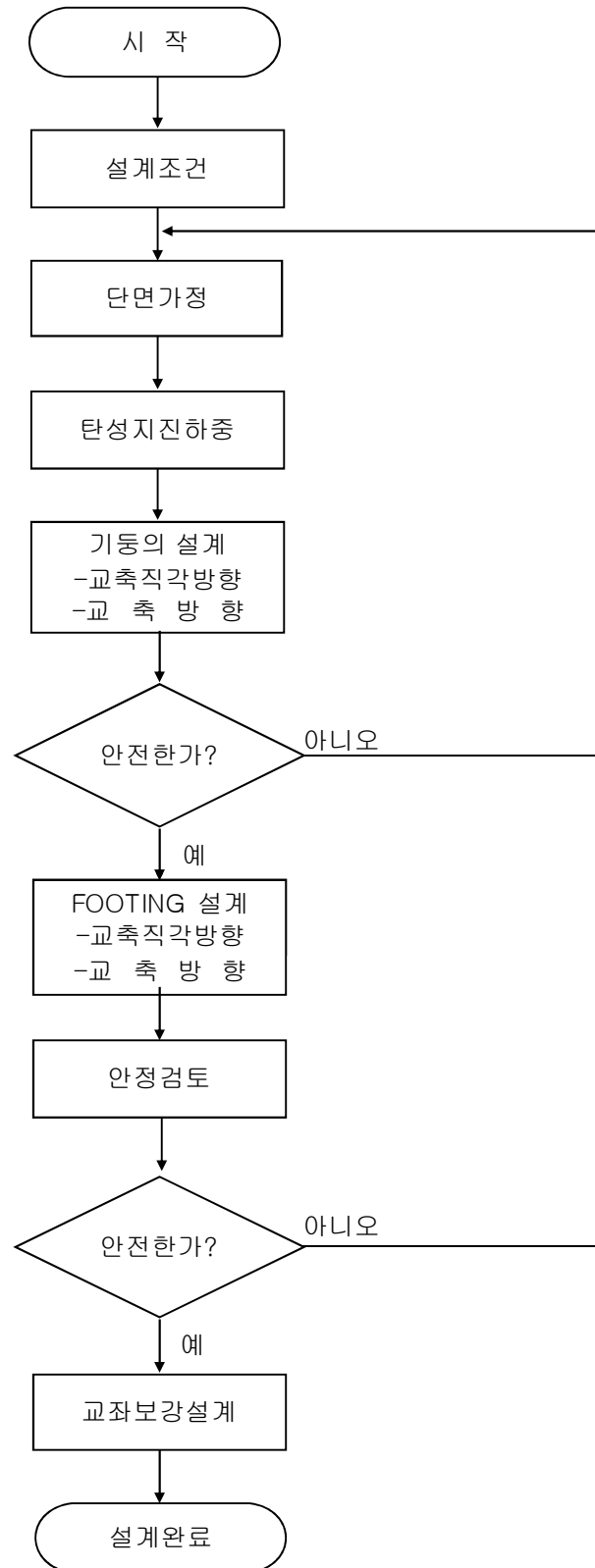
- 10.1 교축직각 방향
- 10.2 교축방향

11. 기초 2방향전단(편칭) 검토

12. 교 량 받 침 부 검 토

- 12.1 받침 연단거리 검토
- 12.2 최소 받침지지 길이 검토
- 12.3 교량받침 수직력, 수평력 검토
- 12.4 교량받침 보강 철근 검토
- 12.5 교량받침 하면 보강
- 12.6 교량받침 콘크리트 보강

1. 설계흐름도



2. 해석결과 요약

▣ 안정성검토 및 응력검토

구 분			허용값	발생값	안전율	허용안전율	비 고
교축방향	평상시	전도에대한 안정(kN.m)	43342.125	9850.900	4.40	2.00	0.K
		활동에대한 안정(kN)	6934.740	751.800	9.22	1.50	0.K
		지지력에대한 안정(kN)	694.000	333.491	2.08	1.00	0.K
	지진시	전도에대한 안정(kN.m)	43342.125	12704.010	3.41	1.50	0.K
		활동에대한 안정(kN)	6934.740	1072.315	6.47	1.20	0.K
		지지력에대한 안정(kN)	1041.000	340.723	3.06	1.00	0.K
교축직각방향	평상시	전도에대한 안정(kN.m)	49121.075	12883.500	3.81	2.00	0.K
		활동에대한 안정(kN)	6934.740	727.200	9.54	1.50	0.K
		지지력에대한 안정(kN)	694.000	348.209	1.99	1.00	0.K
	지진시	전도에대한 안정(kN.m)	49121.075	14096.522	3.48	1.50	0.K
		활동에대한 안정(kN)	6934.740	993.676	6.98	1.20	0.K
		지지력에대한 안정(kN)	1041.000	337.386	3.09	1.00	0.K

▣ 기둥의 단면 설계

단면위치		Puse	Pu(kN)	ϕP_n (kN)	안전도	비 고
교축방향	축력최대	0.018	15358.800	52040.916	3.388	0.K
	모멘트최대	0.018	10463.000	18783.880	1.795	0.K
	탄성설계	0.018	8370.400	18726.766	2.237	0.K
	편심최대	0.018	7908.600	14415.432	1.823	0.K
교축직각방향	축력최대	0.018	15358.800	52040.916	3.388	0.K
	모멘트최대	0.018	12314.400	14083.806	1.144	0.K
	탄성설계	0.018	8370.400	15702.664	1.876	0.K
	편심최대	0.018	7490.100	10599.479	1.415	0.K
합성부재력	축력최대	0.018	15358.800	52040.916	3.388	0.K
	모멘트최대	0.018	10463.000	11050.583	1.056	0.K
	탄성설계	0.018	8370.400	14507.652	1.733	0.K
	편심최대	0.018	7908.600	8148.796	1.030	0.K
	모멘트최대	0.018	12314.400	14080.379	1.143	0.K
	편심최대	0.018	7490.100	10583.962	1.413	0.K

■ 단면 설계

단면위치		깊이 (mm)	피복 (mm)	Req.As (mm ²)	Use.As (mm ²)	Mu(kN.m)	ΦMn(kN.m)	안전도	비 고
두 부 보	좌측내민보	2500.0	100.0	18183.193	21832.900	-	-	1.201	0.K
	우측내민보	2500.0	100.0	20278.622	21832.900	-	-	1.077	0.K
	좌측내민보	2300.0	100.0	913.024	5306.600	681.954	3935.962	5.772	0.K
	우측내민보	2300.0	100.0	1001.517	5306.600	747.946	3935.962	5.262	0.K
	교량받침1	2089.0	100.0	677.241	5443.500	457.400	3643.048	7.965	0.K
	교량받침2	1850.0	100.0	1082.416	21832.900	626.300	12049.173	19.239	0.K
기 초	교축방향	2000.0	100.0	15197.245	26709.900	9736.912	17005.909	1.747	0.K
	교직-지점부	2000.0	100.0	22402.587	29895.300	14273.799	18959.286	1.328	0.K

■ 사용성 검토

단면위치		인장응력(fs)	허용응력(fsa)	철근간격(S)	최대간격(Sq)	비 고
두 부 보	좌측내민보	129.936	180.000	121.053	392.319	0.K
	우측내민보	175.064	180.000	121.053	236.085	0.K
	좌측내민보수평	60.630	180.000	227.273	1039.085	0.K
	우측내민보수평	66.497	180.000	227.273	947.407	0.K
	교량받침1	104.173	180.000	121.053	529.703	0.K
	교량받침2	35.420	180.000	121.053	1778.679	0.K
기 초	교축방향	182.410	180.000	123.188	209.219	0.K
	교직-지점부	204.001	180.000	127.119	167.277	0.K

3. 설 계 조 건

3.1 일 반 사 항

1) 구 조 형 식	: T형 교각
2) 상 부 형 식	: STEEL BOX
3) 교 량 등 급	: 1 등교
4) 기 초 형 식	: 직접기초

3.2 하 중

1) 철근콘크리트의 단위중량	: $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$	[도로교 설계기준 2.1.2]
2) 기초지반의 단위중량	: $\gamma_{s2} = 20 \text{ kN/m}^3$	[도로교설계요령 제2권 P366]
3) 교량받침 마찰계수	: $f_s = 0.114$	

3.3 지 반 조 건

1) 기초지반의 N치	: $N = 50$	
2) 기초지반의 내부마찰각	: $\phi_2 = 42.386^\circ$	; $15 + \sqrt{15N}$
3) 기초지반의 점착력	: $C = 30 \text{ kN/m}^2$	
4) 기초지반의 최대 허용지지력	: $Q_a = 600 \text{ kN/m}^2$	
5) 기초지반의 마찰계수	: $\mu = 0.6$	; $\tan \phi_b = 0.60, C_b = 0$:암과 콘크리트
6) 지반 가속도 계수	: $A = 0.154$	; 위험도 계수 x 지진구역계수
- 내진 등급 : I 등급	- 위험도 계수 : 1.4	[도로교 설계기준 6.3.1]
- 지진 구역 : I 구역	- 지진구역 계수 : 0.11	

3.4 사 용 재 료 강 도

1) 콘크리트 설계기준 강도	: $f_{ck} =$	두부보: 27 MPa	
		기둥: 27 MPa	
		기초: 27 MPa	
- 탄성계수	: $E_c =$	두부보: 27804 MPa	
		기둥: 27804 MPa	
		기초: 27804 MPa	
			[도로교 설계기준 2.3.3]
2) 철근의 항복 강도(SD400)	: $f_y =$	두부보: 400 MPa	
		기둥: 400 MPa	
		기초: 400 MPa	
- 탄성계수	: $E_s = 200000 \text{ MPa}$		[도로교 설계기준 2.3.3]

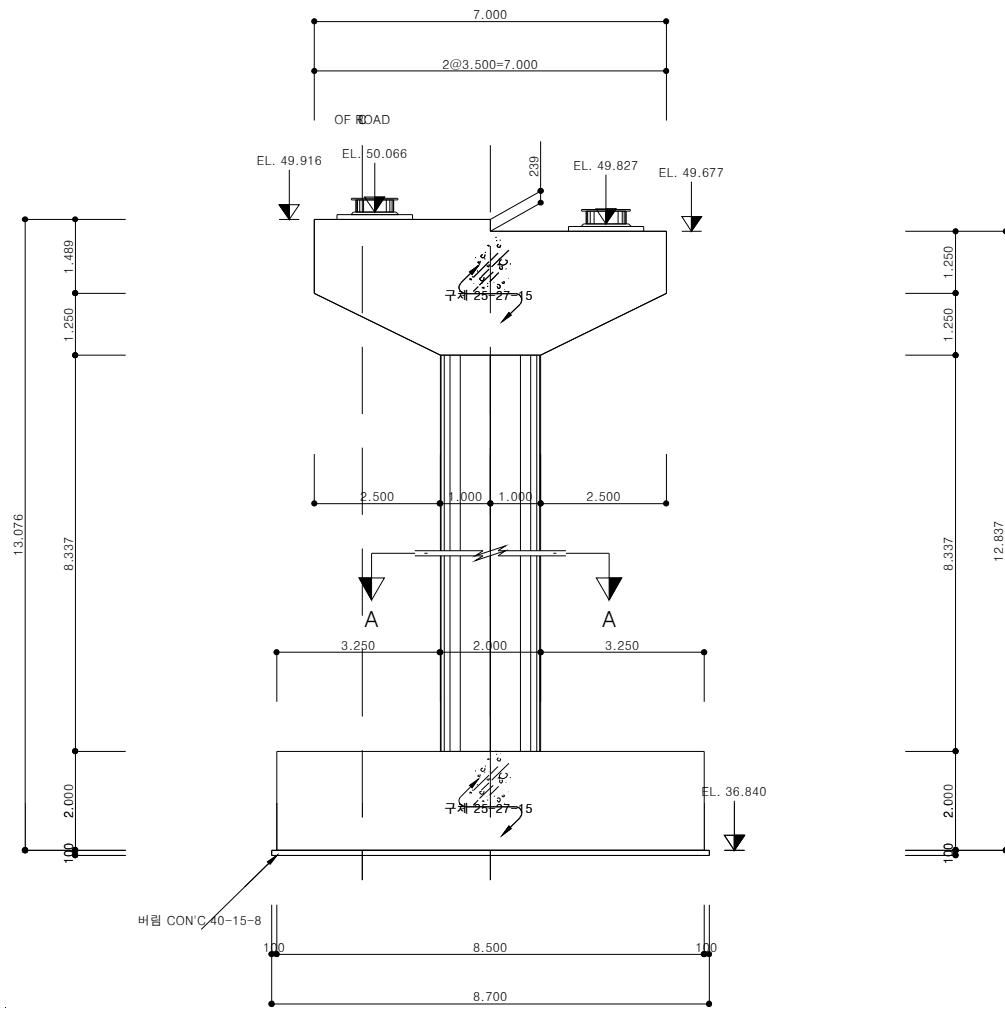
3.5 설 계 방 법

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

3.6 참 고 문 헌

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

4. 단 면 가 정



5. 하 중 계 산

5.1 상부반력 및 교각자중

교좌번호	고정하중(D)	활하중(L)		
		만재하시(L1)	좌측편재하(L2)	우측편재하(L3)
1	3006.473	1418.588	1027.610	62.415
2	3831.427	663.861	96.834	1039.823
계	6837.900	2082.449	1124.444	1102.238

※ 교각자중은 25.000 kN/m³ 의 값을 프로그램에서 자동재하

5.2 풍 하 중

1) 교축직각방향 (W-TR)

① 상부구조에 작용하는 풍하중

$$B/D = 9.170 / 4.340 = 2.113 \quad [1 \leq B/D < 8]$$

$$W1 = [4.0 - 0.2 \times (9.170 / 4.340)] \times 4.340 = 15.5 \text{ kN/m} \geq 6.0 \text{ 이므로}$$

$$= 15.526 \text{ kN/m}$$

$$P1 = 15.526 \times (45.000 + 45.000) / 2 \times \sin 90.0$$

$$= 698.67 \text{ kN}$$

$$\text{작용위치 } h = 4.340/2 + 0.400 + 0.625 = 3.195 \text{ m}$$

$$\text{작용모멘트 } My = Ph \times h = 698.670 \times 3.195 = 2232.3 \text{ kN.m}$$

② 하부구조에 작용하는 풍하중

$$W'_{\text{copping}} = 3.000 \times 2.500 \times 2.300 = 17.25 \text{ kN}$$

$$W'_{\text{column}} = 1.500 \times 2.000 = 3 \text{ kN/m (풍상측)}$$

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용 한다.

2) 교축방향 (W-L0)

① 하부구조에 작용하는 풍하중

$$W'_{\text{copping}} = 45.634 \text{ kN (Copping 높이에 따라 재하)}$$

$$W'_{\text{column}} = 1.500 \times 2.000 = 3 \text{ kN/m}$$

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용 한다.

5.3 활하중에 작용하는 풍하중

활하중에 재하되는 풍하중에 대하여는 교면상 1.5m 위치에서 1500 N/m의

풍하중이 재하되는 것으로 한다. [도로설계기준 P19]

$$Ph = 1.500 \times (45.000 + 45.000)/2 \times \sin 90.0 = 67.5 \text{ kN}$$

$$\text{작용위치 } h = 2.987 + 1.500 + 0.625 = 5.112 \text{ m}$$

$$\text{작용모멘트 } My = Ph \times h = 67.500 \times 5.112 = 345.06 \text{ kN.m}$$

5.4 온도하중 산정

1) 교축직각방향 (G-TR)

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

2) 교축방향 (G-L0)

① 교각의 종방향 변위를 유발하는 수평력

$$\delta = \alpha \times \Delta T \times L = 0.000012 \times 25.0 \times 45.0 = 0.0135 \text{ m}$$

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

$$P_h = 3 \times 27804000 \times 0.78540 \times 1\text{EA} \times 0.01350 / 10.837^3 \times \sin 90.0 \\ = 694.904 \text{ kN}$$

② 교량받침에 의한 수평력

$$\text{상부고정하중} : V_d = 6837.900 \text{ kN}$$

$$\text{교량받침마찰계수} : \mu = 0.114$$

$$P_h = \mu \times W = 6837.900 \times 0.114 \times \sin 90.0$$

$$= 779.521 \text{ kN}$$

☞ 수평력은 ①, ②중 작은값 694.904 kN를 적용한다.

③ 작용 모멘트

$$M_h = 694.904 \times (0.400 + 1.250/2) = 712.277 \text{ kN.m}$$

5.5 원심하중 (CF)

$$CF = 0.79 \times V^2 / R (\%)$$

$$= 0.79 \times 60.000^2 / 380.000$$

$$= 7.484 \%$$

CF : 원심하중으로서 충격을 포함하지 않은 활하중의 백분율

V : 설계속도(km/h), R : 곡선반경 (m)

$$\text{작용위치 } h = 2.987 + 1.800 + 0.625 = 5.412 \text{ m}$$

$$\text{작용수평력 } P_{cf} = 7.484 \times 2082.449 / 100 = 155.855 \text{ kN}$$

$$\text{작용모멘트 } M_y = P_{cf} \times h = 155.855 \times 5.412 = 843.487 \text{ kN.m}$$

5.6 양압력 및 부력 (Q3)

$$P = A H w = 3.142 \times 4.590 \times 10.000$$
$$= 144.195 \text{ kN}$$

w : 유수의 단위중량 (kN/m³)
H : HWL - 기초상단 EL, H = 43.430 - 38.840 = 4.590 m
A : 기둥의 단면적 (m²) , A = $\pi \times 1.000^2 = 3.142 \text{ m}^2$

5.7 지진에 의한 하중 : 내진해석 참조

구 분			교 축 방 향			교 축 직 각 방 향		
위 치	하 중 경 우	기 둥	전 단 력	모 멘 트	변 위 (m)	전 단 력	모 멘 트	변 위 (m)
기둥상단	하중경우 1	기둥 1	989.962	3359.922	#####	454.214	1674.714	#####
	하중경우 2	기둥 1	425.098	1442.764	#####	908.003	4187.674	#####
기둥하단	하중경우 1	기둥 1	1072.315	10559.380	#####	449.226	4550.102	#####
	하중경우 2	기둥 1	452.820	4468.722	#####	993.676	10295.970	#####

5.8 하중조합 : 사용하중 검토시

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	Q	CF
SVB01	1.00	1.00								1.00	1.00
SVB02	1.00		1.00							1.00	1.00
SVB03	1.00			1.00						1.00	1.00
SVB04	1.00				1.00					1.00	
SVB05	1.00	1.00			0.50	1.00				1.00	1.00
SVB06	1.00		1.00		0.50	1.00				1.00	1.00
SVB07	1.00			1.00	0.50	1.00				1.00	1.00
SVB08	1.00	1.00					1.00	1.00		1.00	1.00
SVB09	1.00	1.00					-1.00	1.00		1.00	1.00
SVB10	1.00		1.00				1.00	1.00		1.00	1.00
SVB11	1.00		1.00				-1.00	1.00		1.00	1.00
SVB12	1.00			1.00			1.00	1.00		1.00	1.00
SVB13	1.00			1.00			-1.00	1.00		1.00	1.00
SVB14	1.00				1.00		1.00	1.00		1.00	
SVB15	1.00				1.00		-1.00	1.00		1.00	
SVB16	1.00	1.00			0.50	1.00	1.00	1.00		1.00	1.00
SVB17	1.00	1.00			0.50	1.00	-1.00	1.00		1.00	1.00
SVB18	1.00		1.00		0.50	1.00	1.00	1.00		1.00	1.00
SVB19	1.00		1.00		0.50	1.00	-1.00	1.00		1.00	1.00
SVB20	1.00			1.00	0.50	1.00	1.00	1.00		1.00	1.00
SVB21	1.00			1.00	0.50	1.00	-1.00	1.00		1.00	1.00
SVB22	1.00								1.00	1.00	

D = 고정하중 또는 이에 따른 단면력

L = 활하중 또는 이에 따른 단면력

W = 풍하중 또는 이에 따른 단면력

WL = 차량활하중에 작용하는 풍하중 또는 이에 따른 단면력

E = 지진하중 또는 이에 따른 단면력

CO = 충돌하중 또는 이에 따른 단면력

G = 부등침하, 크리프, 건조수축(GS), 제작 또는 시공시 치수착오, 습도변화
또는 온도변화등으로 인한 팽창 또는 수축변형으로 유발된 변형력 또는 이에 따른 단면력

Q = 부력 또는 양압력, 수압, 파압 등의 하중 또는 이에 따른 단면력

CF = 원심하중 또는 이에 따른 단면력

※ 위 테이블에 표시된 SVB는 교축방향이며, 모델링상의 SV0 는 교직방향을 나타냅니다.

SVB 와 SV0 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

5.9 하중조합 : 계수하중 검토시

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	Q	CF
ULB01	1.30	2.15								1.30	1.30
ULB02	1.30		2.15							1.30	1.30
ULB03	1.30			2.15						1.30	1.30
ULB04	1.30				1.30					1.30	
ULB05	1.30	1.30			0.65	1.30				1.30	1.30
ULB06	1.30		1.30		0.65	1.30				1.30	1.30
ULB07	1.30			1.30	0.65	1.30				1.30	1.30
ULB08	1.30	1.30					1.30	1.30		1.30	1.30
ULB09	1.30	1.30					-1.30	1.30		1.30	1.30
ULB10	1.30		1.30				1.30	1.30		1.30	1.30
ULB11	1.30		1.30				-1.30	1.30		1.30	1.30
ULB12	1.30			1.30			1.30	1.30		1.30	1.30
ULB13	1.30			1.30			-1.30	1.30		1.30	1.30
ULB14	1.25				1.25		1.25	1.30		1.25	
ULB15	1.25				1.25		-1.25	1.30		1.25	
ULB16	1.25	1.25			0.63	1.25	1.25	1.30		1.25	1.25
ULB17	1.25	1.25			0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25	1.25
ULB18	1.25		1.25		0.63	1.25	1.25	1.30		1.25	1.25
ULB19	1.25		1.25		0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25	1.25
ULB20	1.25			1.25	0.63	1.25	1.25	1.30		1.25	1.25
ULB21	1.25			1.25	0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25	1.25
ULB22	1.00								1.00	1.00	
ULB23	1.30	1.30								1.30	1.30
ULB24	1.30		1.30							1.30	1.30
ULB25	1.30			1.30						1.30	1.30
ULB26	1.20				1.20					1.20	

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

ULB 와 UL0 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

5.10 하중조합 : 계수하중 검토시 (최대편심)

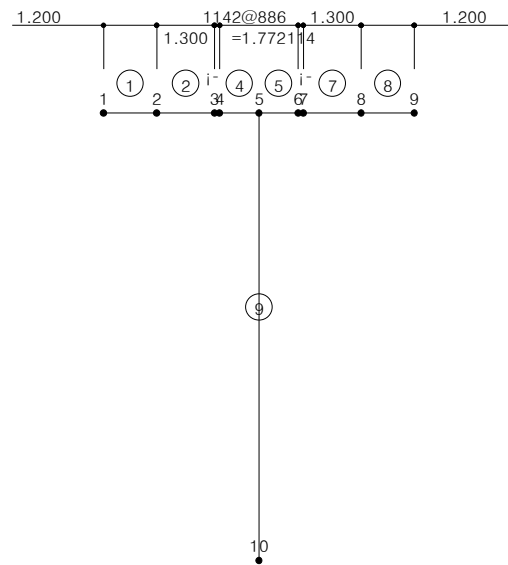
구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	Q	CF
UEB01	1.00	2.15								1.30	1.30
UEB02	1.00		2.15							1.30	1.30
UEB03	1.00			2.15						1.30	1.30
UEB04	1.00				1.30					1.30	
UEB05	1.00	1.30			0.65	1.30				1.30	1.30
UEB06	1.00		1.30		0.65	1.30				1.30	1.30
UEB07	1.00			1.30	0.65	1.30				1.30	1.30
UEB08	1.00	1.30					1.30	1.30		1.30	1.30
UEB09	1.00	1.30					-1.30	1.30		1.30	1.30
UEB10	1.00		1.30				1.30	1.30		1.30	1.30
UEB11	1.00		1.30				-1.30	1.30		1.30	1.30
UEB12	1.00			1.30			1.30	1.30		1.30	1.30
UEB13	1.00			1.30			-1.30	1.30		1.30	1.30
UEB14	0.95				1.25		1.25	1.30		1.25	
UEB15	0.95				1.25		-1.25	1.30		1.25	
UEB16	0.95	1.25			0.63	1.25	1.25	1.30		1.25	1.25
UEB17	0.95	1.25			0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25	1.25
UEB18	0.95		1.25		0.63	1.25	1.25	1.30		1.25	1.25
UEB19	0.95		1.25		0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25	1.25
UEB20	0.95			1.25	0.63	1.25	1.25	1.30		1.25	1.25
UEB21	0.95			1.25	0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25	1.25
UEB22	1.00								1.00	1.00	
UEB23	1.00	1.30								1.30	1.30
UEB24	1.00		1.30							1.30	1.30
UEB25	1.00			1.30						1.30	1.30
UEB26	0.90				1.20					1.20	

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

UEB 와 UE0 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

6. 구조 해석

6.1 해석 모델링



6.2 절점 좌표

절점	X	Z	절점	X	Z
1	0.000	10.212	6	4.386	10.212
2	1.200	10.212	7	4.500	10.212
3	2.500	10.212	8	5.800	10.212
4	2.614	10.212	9	7.000	10.212
5	3.500	10.212	10	3.500	0.000

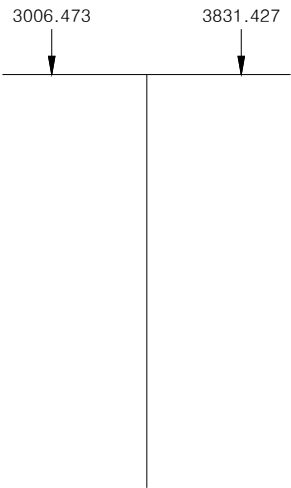
6.3 단면 제원

구 분	B(m)	H(m)	A(m ²)	I ₂₂ (m ⁴)	I ₃₃ (m ⁴)	적용절점
①	2.300	1.250	2.875	1.267396	0.374349	9
②	2.300	1.489	3.425	1.509722	0.632748	1
③	2.300	1.850	4.255	1.875746	1.213561	8
④	2.300	2.089	4.805	2.118072	1.747278	2
⑤	2.300	2.500	5.750	2.534792	2.994792	5~7
⑥	2.300	2.739	6.300	2.777118	3.938426	3, 4
⑦	2.000	0.000	3.142	0.785398	0.785398	기둥상단
⑧	2.000	0.000	3.142	0.785398	0.785398	기둥하단

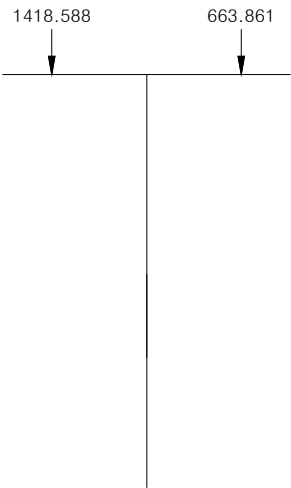
6.4 하중재하도

1) 연직하중

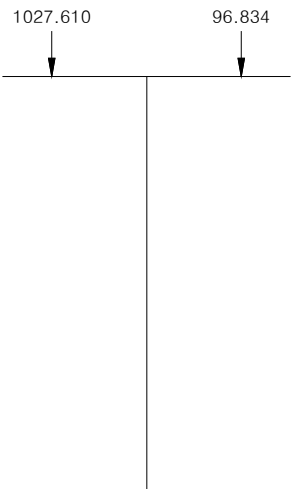
① 고정하중 (D)



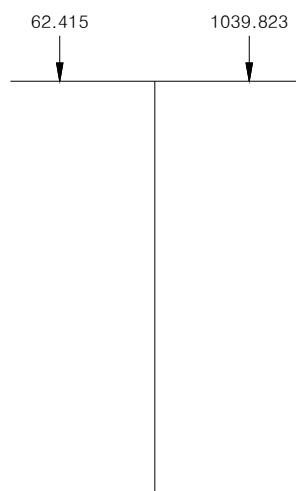
② 활하중 : 만재하시 (L1)



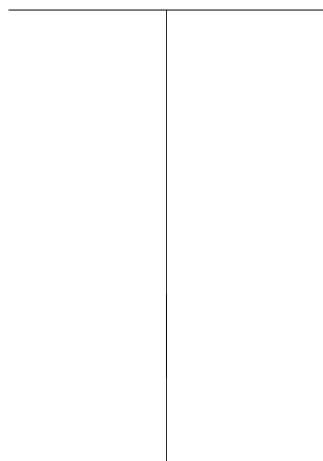
③ 활하중 : 좌측 편재하시 (L2)



④ 활하중 : 우측 편재하시 (L3)



⑤ 양압력 및 부력 (Q3)

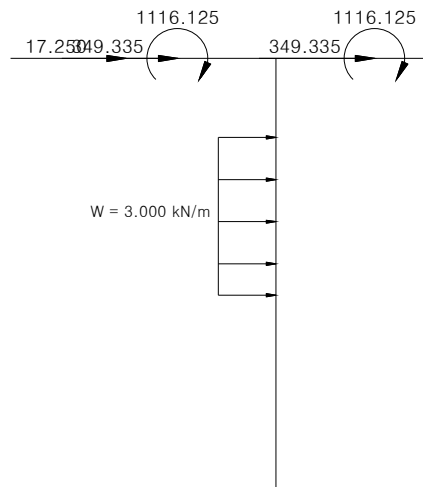


HWL : EL = 43.430 m
기초상단 : EL = 38.840 m
하저면 : EL = 0.000 m

2) 수평하중

① 교축직각 방향

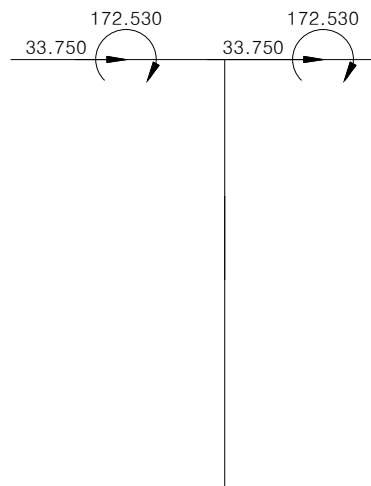
㉠ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-TR)



$$P = 698.670/2EA = 349.335 \text{ kN}$$

$$M = 2232.251/2EA = 1116.125 \text{ kN}$$

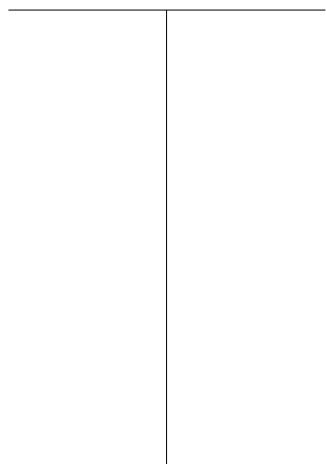
㉡ 풍하중 : 활하중에 재하되는 풍하중 (WL)



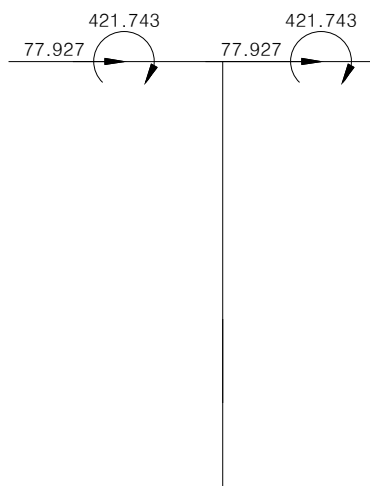
$$P = 67.500/2EA = 33.750 \text{ kN}$$

$$M = 345.060/2EA = 172.530 \text{ kN}$$

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

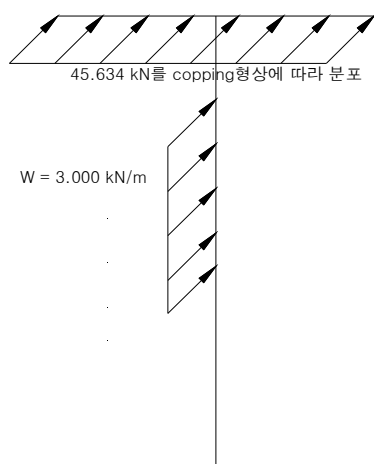


㉔ 원심하중 (CF) : 둘 중에 큰 값을 적용한다.

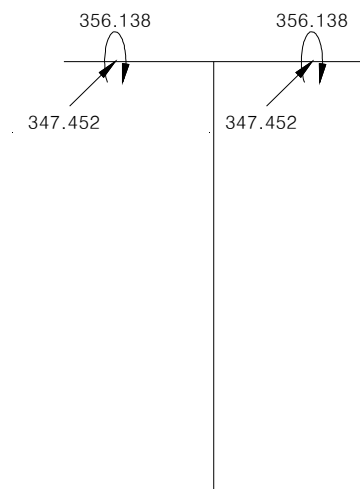


② 교축 방향

㉔ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-L0)



㉞ 온도하중 (G-L01) : $P = 694.904 / 2EA = 347.452 \text{ kN}$ $M = 712.277 / 2EA = 356.138 \text{ kN.m}$



HWL : EL = 43.430 m
기초상단 : EL = 38.840 m
하저면 : EL = 0.000 m

㉞ 유수압 (Q1-L0)

7. 해석결과 집계

7.1 하중별 부재력 집계

① 기둥 : 부재번호 9

(교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-7712.600	1813.200	0.000	-8514.600	1813.200	0.000	
L1	-2082.500	-1735.900	0.000	-2082.500	-1735.900	0.000	
L2	-1124.400	-2140.800	0.000	-1124.400	-2140.800	0.000	
L3	-1102.200	2248.000	0.000	-1102.200	2248.000	0.000	
W-TR	0.000	3574.600	-715.900	0.000	9615.900	-727.200	
WL	0.000	471.600	-67.500	0.000	1034.400	-67.500	
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-TR	0.000	4187.674	908.003	0.000	10295.970	993.676	
Q3	144.200	0.000	0.000	144.200	0.000	0.000	
CF	0.000	1135.700	-155.900	0.000	2435.100	-155.900	

(교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-7712.600	0.000	0.000	-8514.600	0.000	0.000	
L1	-2082.500	0.000	0.000	-2082.500	0.000	0.000	
L2	-1124.400	0.000	0.000	-1124.400	0.000	0.000	
L3	-1102.200	0.000	0.000	-1102.200	0.000	0.000	
W-L0	0.000	85.600	-45.600	0.000	538.700	-56.900	
WL	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
G-L01	0.000	2015.200	-694.900	0.000	7808.600	-694.900	
E-L0	0.000	3359.922	989.962	0.000	10559.380	1072.315	
Q3	144.200	0.000	0.000	144.200	0.000	0.000	
CF	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	

② 두부분 : 내민보

하중	좌측 (부재4, 절점4)		우측 (부재5, 절점6)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-4629.200	3328.300	-5748.800	-4117.300	
L1	-2005.900	1418.600	-938.700	-663.900	
L2	-1453.000	1027.600	-136.900	-96.800	
L3	-88.300	62.400	-1470.300	-1039.800	
W-L0	0.000	0.000	0.000	0.000	
W-TR	1116.100	0.000	-1116.100	0.000	
WL	172.500	0.000	-172.500	0.000	
G-L01	0.000	0.000	0.000	0.000	
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-L0	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	
Q3	0.000	0.000	0.000	0.000	
CF	421.700	0.000	-421.700	0.000	

③ 두부분 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점8)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	-69.900	3129.900	-60.000	-3938.400
L1	0.000	1418.600	0.000	-663.900
L2	0.000	1027.600	0.000	-96.800
L3	0.000	62.400	0.000	-1039.800
W-L0	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	1116.100	0.000	-1116.100	0.000
WL	172.500	0.000	-172.500	0.000
G-L01	0.000	0.000	0.000	0.000
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000
E-L0	0.000	0.000	0.000	0.000
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000
Q3	0.000	0.000	0.000	0.000
CF	421.700	0.000	-421.700	0.000

7.2 사용하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 9

(교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-9650.800	1213.100	-155.900	-10452.900	2512.400	-155.900	
SV002	-8692.800	808.200	-155.900	-9494.900	2107.500	-155.900	
SV003	-8670.600	5197.000	-155.900	-9472.600	6496.300	-155.900	
SV004	-7568.400	5387.800	-715.900	-8370.400	11429.100	-727.200	
SV005	-9650.800	3472.000	-581.300	-10452.900	8354.800	-586.900	
SV006	-8692.800	3067.100	-581.300	-9494.900	7949.800	-586.900	
SV007	-8670.600	7455.900	-581.300	-9472.600	12338.700	-586.900	
SV008	-9650.800	1213.100	-155.900	-10452.900	2512.400	-155.900	
SV009	-9650.800	1213.100	-155.900	-10452.900	2512.400	-155.900	
SV010	-8692.800	808.200	-155.900	-9494.900	2107.500	-155.900	
SV011	-8692.800	808.200	-155.900	-9494.900	2107.500	-155.900	
SV012	-8670.600	5197.000	-155.900	-9472.600	6496.300	-155.900	
SV013	-8670.600	5197.000	-155.900	-9472.600	6496.300	-155.900	
SV014	-7568.400	5387.800	-715.900	-8370.400	11429.100	-727.200	
SV015	-7568.400	5387.800	-715.900	-8370.400	11429.100	-727.200	
SV016	-9650.800	3472.000	-581.300	-10452.900	8354.800	-586.900	
SV017	-9650.800	3472.000	-581.300	-10452.900	8354.800	-586.900	
SV018	-8692.800	3067.100	-581.300	-9494.900	7949.800	-586.900	
SV019	-8692.800	3067.100	-581.300	-9494.900	7949.800	-586.900	
SV020	-8670.600	7455.900	-581.300	-9472.600	12338.700	-586.900	
SV021	-8670.600	7455.900	-581.300	-9472.600	12338.700	-586.900	
SV022	-7568.400	6000.874	908.003	-8370.400	12109.170	993.676	

2) 교축방향

(교축방향)

하중	기동상단			기동하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SVB01	-9650.800	0.000	0.000	-10452.900	0.000	0.000	
SVB02	-8692.800	0.000	0.000	-9494.900	0.000	0.000	
SVB03	-8670.600	0.000	0.000	-9472.600	0.000	0.000	
SVB04	-7568.400	85.600	-45.600	-8370.400	538.700	-56.900	
SVB05	-9650.800	42.800	-22.800	-10452.900	269.300	-28.400	
SVB06	-8692.800	42.800	-22.800	-9494.900	269.300	-28.400	
SVB07	-8670.600	42.800	-22.800	-9472.600	269.300	-28.400	
SVB08	-9650.800	2015.200	-694.900	-10452.900	7808.600	-694.900	
SVB09	-9650.800	-2015.200	694.900	-10452.900	-7808.600	694.900	
SVB10	-8692.800	2015.200	-694.900	-9494.900	7808.600	-694.900	
SVB11	-8692.800	-2015.200	694.900	-9494.900	-7808.600	694.900	
SVB12	-8670.600	2015.200	-694.900	-9472.600	7808.600	-694.900	
SVB13	-8670.600	-2015.200	694.900	-9472.600	-7808.600	694.900	
SVB14	-7568.400	2100.800	-740.500	-8370.400	8347.300	-751.800	
SVB15	-7568.400	-1929.700	649.300	-8370.400	-7270.000	638.000	
SVB16	-9650.800	2058.000	-717.700	-10452.900	8078.000	-723.300	
SVB17	-9650.800	-1972.400	672.100	-10452.900	-7539.300	666.500	
SVB18	-8692.800	2058.000	-717.700	-9494.900	8078.000	-723.300	
SVB19	-8692.800	-1972.400	672.100	-9494.900	-7539.300	666.500	
SVB20	-8670.600	2058.000	-717.700	-9472.600	8078.000	-723.300	
SVB21	-8670.600	-1972.400	672.100	-9472.600	-7539.300	666.500	
SVB22	-7568.400	3359.922	989.962	-8370.400	10559.380	1072.315	

3) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재4, 절점4)		우측 (부재5, 절점6)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-6213.400	4746.900	-7109.200	-4781.200	
SV002	-5660.500	4355.900	-6307.400	-4214.200	
SV003	-4295.800	3390.700	-7640.800	-5157.200	
SV004	-3513.100	3328.300	-6864.900	-4117.300	
SV005	-5482.800	4746.900	-7839.800	-4781.200	
SV006	-4929.900	4355.900	-7038.000	-4214.200	
SV007	-3565.200	3390.700	-8371.400	-5157.200	
SV008	-6213.400	4746.900	-7109.200	-4781.200	
SV009	-6213.400	4746.900	-7109.200	-4781.200	
SV010	-5660.500	4355.900	-6307.400	-4214.200	
SV011	-5660.500	4355.900	-6307.400	-4214.200	
SV012	-4295.800	3390.700	-7640.800	-5157.200	
SV013	-4295.800	3390.700	-7640.800	-5157.200	
SV014	-3513.100	3328.300	-6864.900	-4117.300	
SV015	-3513.100	3328.300	-6864.900	-4117.300	
SV016	-5482.800	4746.900	-7839.800	-4781.200	

SV017	-5482.800	4746.900	-7839.800	-4781.200	
SV018	-4929.900	4355.900	-7038.000	-4214.200	
SV019	-4929.900	4355.900	-7038.000	-4214.200	
SV020	-3565.200	3390.700	-8371.400	-5157.200	
SV021	-3565.200	3390.700	-8371.400	-5157.200	
SV022	-4629.200	3328.300	-5748.800	-4117.300	

② 두부분 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점8)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	351.800	4548.500	-481.800	-4602.200
SV002	351.800	4157.500	-481.800	-4035.200
SV003	351.800	3192.300	-481.800	-4978.200
SV004	1046.200	3129.900	-1176.200	-3938.400
SV005	1082.400	4548.500	-1212.400	-4602.200
SV006	1082.400	4157.500	-1212.400	-4035.200
SV007	1082.400	3192.300	-1212.400	-4978.200
SV008	351.800	4548.500	-481.800	-4602.200
SV009	351.800	4548.500	-481.800	-4602.200
SV010	351.800	4157.500	-481.800	-4035.200
SV011	351.800	4157.500	-481.800	-4035.200
SV012	351.800	3192.300	-481.800	-4978.200
SV013	351.800	3192.300	-481.800	-4978.200
SV014	1046.200	3129.900	-1176.200	-3938.400
SV015	1046.200	3129.900	-1176.200	-3938.400
SV016	1082.400	4548.500	-1212.400	-4602.200
SV017	1082.400	4548.500	-1212.400	-4602.200
SV018	1082.400	4157.500	-1212.400	-4035.200
SV019	1082.400	4157.500	-1212.400	-4035.200
SV020	1082.400	3192.300	-1212.400	-4978.200
SV021	1082.400	3192.300	-1212.400	-4978.200
SV022	-69.900	3129.900	-60.000	-3938.400

7.3 계수하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 9

(교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-14316.100	101.500	-202.600	-15358.800	1790.700	-202.600	
UL002	-12256.400	-769.100	-202.600	-13299.100	920.100	-202.600	
UL003	-12208.700	8666.900	-202.600	-13251.300	10356.100	-202.600	
UL004	-9838.900	7004.200	-930.700	-10881.500	14857.900	-945.300	
UL005	-12546.100	4513.600	-755.700	-13588.700	10861.200	-763.000	
UL006	-11300.700	3987.200	-755.700	-12343.300	10334.800	-763.000	
UL007	-11271.800	9692.700	-755.700	-12314.400	16040.300	-763.000	
UL008	-12546.100	1577.000	-202.600	-13588.700	3266.200	-202.600	
UL009	-12546.100	1577.000	-202.600	-13588.700	3266.200	-202.600	
UL010	-11300.700	1050.600	-202.600	-12343.300	2739.800	-202.600	
UL011	-11300.700	1050.600	-202.600	-12343.300	2739.800	-202.600	
UL012	-11271.800	6756.100	-202.600	-12314.400	8445.200	-202.600	
UL013	-11271.800	6756.100	-202.600	-12314.400	8445.200	-202.600	
UL014	-9460.500	6734.800	-894.900	-10463.000	14286.400	-909.000	
UL015	-9460.500	6734.800	-894.900	-10463.000	14286.400	-909.000	
UL016	-12063.500	4340.000	-726.600	-13066.100	10443.400	-733.700	
UL017	-12063.500	4340.000	-726.600	-13066.100	10443.400	-733.700	
UL018	-10866.000	3833.900	-726.600	-11868.600	9937.300	-733.700	
UL019	-10866.000	3833.900	-726.600	-11868.600	9937.300	-733.700	
UL020	-10838.300	9319.900	-726.600	-11840.800	15423.300	-733.700	
UL021	-10838.300	9319.900	-726.600	-11840.800	15423.300	-733.700	
UL022	-7568.400	6000.874	908.003	-8370.400	12109.170	993.676	
UL023	-12546.100	1577.000	-202.600	-13588.700	3266.200	-202.600	
UL024	-11300.700	1050.600	-202.600	-12343.300	2739.800	-202.600	
UL025	-11271.800	6756.100	-202.600	-12314.400	8445.200	-202.600	
UL026	-9082.000	6465.400	-859.100	-10044.500	13715.000	-872.600	

2) 교축직각방향(편심최대)

① 기둥 : 부재번호 9

(교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UE001	-12002.400	-442.500	-202.600	-12804.400	1246.700	-202.600	
UE002	-9942.700	-1313.000	-202.600	-10744.700	376.100	-202.600	
UE003	-9894.900	8122.900	-202.600	-10697.000	9812.100	-202.600	
UE004	-7525.100	6460.200	-930.700	-8327.200	14313.900	-945.300	
UE005	-10232.300	3969.600	-755.700	-11034.300	10317.200	-763.000	
UE006	-8986.900	3443.200	-755.700	-9788.900	9790.800	-763.000	
UE007	-8958.000	9148.700	-755.700	-9760.100	15496.300	-763.000	
UE008	-10232.300	1033.000	-202.600	-11034.300	2722.200	-202.600	
UE009	-10232.300	1033.000	-202.600	-11034.300	2722.200	-202.600	
UE010	-8986.900	506.600	-202.600	-9788.900	2195.800	-202.600	
UE011	-8986.900	506.600	-202.600	-9788.900	2195.800	-202.600	
UE012	-8958.000	6212.100	-202.600	-9760.100	7901.300	-202.600	
UE013	-8958.000	6212.100	-202.600	-9760.100	7901.300	-202.600	
UE014	-7146.700	6190.800	-894.900	-7908.600	13742.400	-909.000	
UE015	-7146.700	6190.800	-894.900	-7908.600	13742.400	-909.000	
UE016	-9749.800	3796.000	-726.600	-10511.700	9899.500	-733.700	
UE017	-9749.800	3796.000	-726.600	-10511.700	9899.500	-733.700	
UE018	-8552.200	3289.900	-726.600	-9314.200	9393.300	-733.700	
UE019	-8552.200	3289.900	-726.600	-9314.200	9393.300	-733.700	
UE020	-8524.500	8775.900	-726.600	-9286.400	14879.400	-733.700	
UE021	-8524.500	8775.900	-726.600	-9286.400	14879.400	-733.700	
UE022	-7568.400	3209.091	908.003	-8370.400	5245.190	993.676	
UE023	-10232.300	1033.000	-202.600	-11034.300	2722.200	-202.600	
UE024	-8986.900	506.600	-202.600	-9788.900	2195.800	-202.600	
UE025	-8958.000	6212.100	-202.600	-9760.100	7901.300	-202.600	
UE026	-6768.300	5921.400	-859.100	-7490.100	13171.000	-872.600	

3) 교축방향

(교축방향)

하중	기동상단			기동하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-14316.100	0.000	0.000	-15358.800	0.000	0.000	
ULB02	-12256.400	0.000	0.000	-13299.100	0.000	0.000	
ULB03	-12208.700	0.000	0.000	-13251.300	0.000	0.000	
ULB04	-9838.900	111.200	-59.300	-10881.500	700.300	-73.900	
ULB05	-12546.100	55.600	-29.700	-13588.700	350.100	-37.000	
ULB06	-11300.700	55.600	-29.700	-12343.300	350.100	-37.000	
ULB07	-11271.800	55.600	-29.700	-12314.400	350.100	-37.000	
ULB08	-12546.100	2619.800	-903.400	-13588.700	10151.200	-903.400	
ULB09	-12546.100	-2619.800	903.400	-13588.700	#####	903.400	
ULB10	-11300.700	2619.800	-903.400	-12343.300	10151.200	-903.400	
ULB11	-11300.700	-2619.800	903.400	-12343.300	#####	903.400	
ULB12	-11271.800	2619.800	-903.400	-12314.400	10151.200	-903.400	
ULB13	-11271.800	-2619.800	903.400	-12314.400	#####	903.400	
ULB14	-9460.500	2626.000	-925.700	-10463.000	10434.100	-939.700	
ULB15	-9460.500	-2412.100	811.600	-10463.000	-9087.400	797.500	
ULB16	-12063.500	2572.500	-897.200	-13066.100	10097.500	-904.200	
ULB17	-12063.500	-2465.500	840.100	-13066.100	-9424.100	833.100	
ULB18	-10866.000	2572.500	-897.200	-11868.600	10097.500	-904.200	
ULB19	-10866.000	-2465.500	840.100	-11868.600	-9424.100	833.100	
ULB20	-10838.300	2572.500	-897.200	-11840.800	10097.500	-904.200	
ULB21	-10838.300	-2465.500	840.100	-11840.800	-9424.100	833.100	
ULB22	-7568.400	3359.922	989.962	-8370.400	10559.380	1072.315	
ULB23	-12546.100	0.000	0.000	-13588.700	0.000	0.000	
ULB24	-11300.700	0.000	0.000	-12343.300	0.000	0.000	
ULB25	-11271.800	0.000	0.000	-12314.400	0.000	0.000	
ULB26	-9082.000	102.700	-54.800	-10044.500	646.400	-68.300	

4) 교축방향(편심최대)

(교축방향)

하중	기동상단			기동하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UEB01	-12002.400	0.000	0.000	-12804.400	0.000	0.000	
UEB02	-9942.700	0.000	0.000	-10744.700	0.000	0.000	
UEB03	-9894.900	0.000	0.000	-10697.000	0.000	0.000	
UEB04	-7525.100	111.200	-59.300	-8327.200	700.300	-73.900	
UEB05	-10232.300	55.600	-29.700	-11034.300	350.100	-37.000	
UEB06	-8986.900	55.600	-29.700	-9788.900	350.100	-37.000	
UEB07	-8958.000	55.600	-29.700	-9760.100	350.100	-37.000	
UEB08	-10232.300	2619.800	-903.400	-11034.300	10151.200	-903.400	
UEB09	-10232.300	-2619.800	903.400	-11034.300	#####	903.400	
UEB10	-8986.900	2619.800	-903.400	-9788.900	10151.200	-903.400	
UEB11	-8986.900	-2619.800	903.400	-9788.900	#####	903.400	
UEB12	-8958.000	2619.800	-903.400	-9760.100	10151.200	-903.400	
UEB13	-8958.000	-2619.800	903.400	-9760.100	#####	903.400	
UEB14	-7146.700	2626.000	-925.700	-7908.600	10434.100	-939.700	
UEB15	-7146.700	-2412.100	811.600	-7908.600	-9087.400	797.500	
UEB16	-9749.800	2572.500	-897.200	-10511.700	10097.500	-904.200	
UEB17	-9749.800	-2465.500	840.100	-10511.700	-9424.100	833.100	
UEB18	-8552.200	2572.500	-897.200	-9314.200	10097.500	-904.200	
UEB19	-8552.200	-2465.500	840.100	-9314.200	-9424.100	833.100	
UEB20	-8524.500	2572.500	-897.200	-9286.400	10097.500	-904.200	
UEB21	-8524.500	-2465.500	840.100	-9286.400	-9424.100	833.100	
UEB22	-7568.400	1119.974	989.962	-8370.400	3519.793	1072.315	
UEB23	-10232.300	0.000	0.000	-11034.300	0.000	0.000	
UEB24	-8986.900	0.000	0.000	-9788.900	0.000	0.000	
UEB25	-8958.000	0.000	0.000	-9760.100	0.000	0.000	
UEB26	-6768.300	102.700	-54.800	-7490.100	646.400	-68.300	

5) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재4, 절점4)		우측 (부재5, 절점6)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-9782.400	7376.800	#####	-6779.900	
UL002	-8593.800	6536.200	-8316.100	-5560.700	
UL003	-5659.500	4461.000	#####	-7588.200	
UL004	-4567.000	4326.800	-8924.400	-5352.600	
UL005	-7127.600	6171.000	#####	-6215.600	
UL006	-6408.900	5662.700	-9149.500	-5478.400	
UL007	-4634.700	4407.900	#####	-6704.300	
UL008	-8077.400	6171.000	-9242.000	-6215.600	
UL009	-8077.400	6171.000	-9242.000	-6215.600	
UL010	-7358.700	5662.700	-8199.700	-5478.400	
UL011	-7358.700	5662.700	-8199.700	-5478.400	
UL012	-5584.500	4407.900	-9933.100	-6704.300	
UL013	-5584.500	4407.900	-9933.100	-6704.300	
UL014	-4391.400	4160.400	-8581.100	-5146.700	
UL015	-4391.400	4160.400	-8581.100	-5146.700	
UL016	-6853.500	5933.600	-9799.800	-5976.500	
UL017	-6853.500	5933.600	-9799.800	-5976.500	
UL018	-6162.400	5444.900	-8797.600	-5267.700	
UL019	-6162.400	5444.900	-8797.600	-5267.700	
UL020	-4456.400	4238.400	#####	-6446.500	
UL021	-4456.400	4238.400	#####	-6446.500	
UL022	-4629.200	3328.300	-5748.800	-4117.300	
UL023	-8077.400	6171.000	-9242.000	-6215.600	
UL024	-7358.700	5662.700	-8199.700	-5478.400	
UL025	-5584.500	4407.900	-9933.100	-6704.300	
UL026	-4215.700	3994.000	-8237.900	-4940.800	

② 두부분 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점8)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	457.400	7118.900	-626.300	-6547.200
UL002	457.400	6278.200	-626.300	-5328.100
UL003	457.400	4203.100	-626.300	-7355.500
UL004	1360.100	4068.900	-1529.000	-5119.900
UL005	1407.100	5913.100	-1576.100	-5982.900
UL006	1407.100	5404.800	-1576.100	-5245.800
UL007	1407.100	4150.000	-1576.100	-6471.700
UL008	457.400	5913.100	-626.300	-5982.900
UL009	457.400	5913.100	-626.300	-5982.900
UL010	457.400	5404.800	-626.300	-5245.800
UL011	457.400	5404.800	-626.300	-5245.800
UL012	457.400	4150.000	-626.300	-6471.700
UL013	457.400	4150.000	-626.300	-6471.700
UL014	1307.800	3912.400	-1470.200	-4923.000
UL015	1307.800	3912.400	-1470.200	-4923.000
UL016	1353.000	5685.600	-1515.500	-5752.800
UL017	1353.000	5685.600	-1515.500	-5752.800
UL018	1353.000	5196.900	-1515.500	-5044.000
UL019	1353.000	5196.900	-1515.500	-5044.000
UL020	1353.000	3990.400	-1515.500	-6222.700
UL021	1353.000	3990.400	-1515.500	-6222.700
UL022	-69.900	3129.900	-60.000	-3938.400
UL023	457.400	5913.100	-626.300	-5982.900
UL024	457.400	5404.800	-626.300	-5245.800
UL025	457.400	4150.000	-626.300	-6471.700
UL026	1255.400	3755.900	-1411.400	-4726.100

8. 두부보 설계

8.1 내민보의 설계 : 좌측 (절점 4)

1) 내민길이의 산정

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

[도로교 설계기준 5.4.4.1]

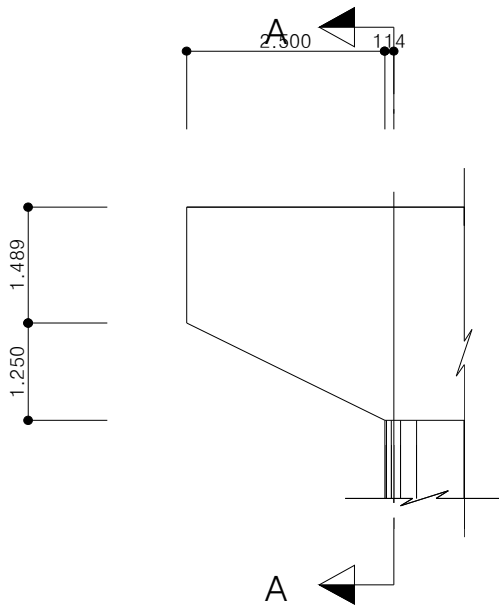
① 기둥의 단면적

$$A = \pi \times 2.000^2 / 4 = 3.142 \text{ m}^2$$

② 치환단면의 한변길이

$$L = \sqrt{3.142} = 1.772 \text{ m}$$

☞ 위험단면은 기둥끝단으로부터 $0.114\text{m}(= 1.000 - 1.772/2)$ 에 위치한다.



2) 브래킷 판정

① 위험단면에서의 작용력 : 『단면력 집계』 참조

$$V_u = 7376.800 \text{ kN} - \text{"UL0-01"}$$

$$M_u = 9782.400 \text{ kN.m}$$

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

② 브래킷 판정

$$a = 9782.400 / 7376.800 = 1.326 \text{ m}$$

$$d = 2.500 - 0.144 = 2.356 \text{ m}$$

$$a/d = 1.326 / 2.356 = 0.563 \leq 1.0 \quad \therefore \text{브래킷으로 검토}$$

3) 브래킷 검토

★ 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	외단깊이(mm)	Vu(kN)
2300.0	2500.0	2355.9	100.0	2132.9	7376.8

$a = 1326.103 \text{ mm}$, $d = 2355.905 \text{ mm}$

$a / d (= 0.563) \leq 1 \rightarrow$ Bracket으로 설계. [콘크리트 구조설계기준] 7.9.2

지압면의 외단깊이 $\geq 0.5d$, $2132.948 \text{ mm} \geq 0.5 \times 2355.905 \text{ mm} \therefore \text{O.K}$

① 설계 단면력 산정

$V_u = 7376.800 \text{ kN}$

$N_{uc} = 0.20 \times 7376.800 = 1475.360 \text{ kN}$

$M_u = M_u' + N_{uc} \times (h - d)$
 $= 9782.400 + 1475.360 \times (2.500 - 2.356)$
 $= 9994.993 \text{ kN.m}$

② 전단마찰철근(A_{vf})의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우, [도로교 설계기준] 4.4.6.4

$V_{n\_max} \leq 0.2 \times f_{ck} \times b_o \times d$, $5.6 \times b_o \times d$
 $\leq 0.2 \times 27 \times 2300.000 \times 2355.905 = 29260.335 \text{ kN}$
 $\leq 5.6 \times 2300.000 \times 2355.905 = 30344.052 \text{ kN}$

$\Phi V_{n\_max} = 0.80 \times 29260.335 = 23408.268 \text{ kN} \geq V_u (=7376.800 \text{ kN}) \therefore \text{O.K}$

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\Phi_v \times f_y \times \mu} \quad (\Phi_v=0.80, \mu=1.4\lambda, \lambda=1.0; \text{일체로 친 보통 콘크리트})$$

 $= 7376800.000 / (0.80 \times 400 \times 1.4)$
 $= 16466.071 \text{ mm}^2$

③ 휨모멘트 철근(A_f)의 설계

$M_u = 9782.400 + 1475.360 \times (2.500 - 2.356) = 9994.993 \text{ kN.m}$

$$a = \frac{M_u}{\Phi \times A_f \times f_y}$$

$$M_n = M_u / \Phi = A_f \times f_y \times (d - a/2) \rightarrow \text{위의 } a \text{를 대입하여 } A_f \text{를 이차방정식으로 푼다.}$$

$$d - \sqrt{[d^2 - 4 \times M_u / (1.7 \times f_{ck} \times B \times \Phi)]}$$

$$A_f = \frac{2 \times f_y}{(1.7 \times f_{ck} \times B)}$$

 $= 13572.693 \text{ mm}^2$

④ 수평인장 철근(A_n)의 설계

$N_{uc} = 0.20 \times 7376.800 = 1475.360 \text{ kN}$

$A_n = N_{uc} / (\Phi \times f_y) = 4610.500 \text{ mm}^2$

⑤ 주인장철근(A_s)의 산정

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

$\rightarrow A_s = 18183.193 \text{ mm}^2$

$$\begin{aligned} A_{s(\min)} &= 0.04 \times (f_{ck} / f_y) \times B \times d \\ &= 0.04 \times (27 / 400) \times 2300.000 \times 2355.905 \\ &= 14630.168 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Use } A_s = 21832.900 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 } 144.10 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : H29-10.0EA + H29-9.0EA, \quad d_1 = 100.00 \text{ mm}$$

$$2\text{단} : H25-10.0EA + H25-9.0EA, \quad d_2 = 200.00 \text{ mm}$$

$$\text{Use } A_s \geq 18183.193 \text{ mm}^2, \quad 14630.168 \text{ mm}^2 \quad \therefore 0.K$$

⑥ 폐쇄 스테럽, 띠철근(Ah)의 산정

$$\begin{aligned} A_h &= 0.5 \times (A_s - A_n) = 0.5 \times (18183.193 - 4610.500) \\ &= 6786.346 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{사용철근량 (1단)} : H22 - 6.0 \text{ EA} = 2322.600 \text{ mm}^2$$

$$\text{철근의 배치 범위} : 2/3 d = 2/3 \times 2355.90 = 1570.60 \text{ mm 구간에 } 7.0 \text{ 단 설치}$$

$$\blacktriangleright \text{사용철근량(7.0단)} : H22 - 42.00 \text{ EA} = 16258.200 \text{ mm}^2 \geq 6786.346 \text{ mm}^2 \quad \therefore 0.K$$

4) 외측빔 검토 : 깊은보로 검토

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

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

$$a = 1 < 2d (=4.800) \quad \therefore \text{깊은 보로 전단설계}$$

$$- a/2 = 0.663 \text{ m} \quad (< d = 2.400 \text{ m}) \text{ L 위험단면 위치}$$

$$- V_u = 7254.360 \text{ kN} - "UL0-01"$$

$$\text{부재번호} : 2 \text{ (1단 : 절점2, J단 : 절점3)} \quad \text{부재길이(L)} : 1.300 \text{ m}$$

$$V_{ui} = 7118.900 \text{ kN} \text{ (1단)}, \quad V_{uj} = 7353.400 \text{ kN} \text{ (J단)}$$

$$\text{검토위치}(L_c) = 1.951 \text{ m} \text{ (두부보 좌측단에서의 거리)}$$

$$\begin{aligned} V_u &= V_{ui} + (V_{uj} - V_{ui})/L \times (L_c - 1\text{단 좌표}) \\ &= 7118.900 + (7353.400 - 7118.900)/1.300 \times (1.951 - 1.200) \\ &= 7254.360 \text{ kN} \end{aligned}$$

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	L_n (mm)	d(mm)	V_u (kN)	f_{ck} (MPa)	f_y (MPa)
2300.00	2652.21	2355.91	7254.36	27.00	400.00

* 최대전단강도 검토

$$\begin{aligned} \Phi_{\text{Max}} V_n &= \Phi \times 5 \times \sqrt{f_{ck}} / 6 \times b \times d \\ &= 0.80 \times 5 \times \sqrt{27} / 6 \times 2300.00 \times 2355.90 \\ &= 18770.514 \text{ kN} \geq V_u (= 7254.360 \text{ kN}) \quad \therefore 0.K \end{aligned}$$

* 콘크리트의 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_c &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 2300.00 \times 2355.90 = 3754.103 \text{ kN} \\ &< V_u (= 7254.360 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.} \end{aligned}$$

* 전단철근의 전단강도

㉠ 수직 전단철근

$$s = 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \quad \therefore 0.K$$

$$A_v = H_{22} - 6.0 EA (=2322.600 \text{ mm}^2) \geq 0.0025 \times b \times s (=1437.500 \text{ mm}^2) \quad \therefore \text{O.K}$$

㉞ 수평 전단철근

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

$$A_{vh} = H_{22} - 6.0 EA (=2322.600 \text{ mm}^2) \geq 0.0015 \times b \times s_h (=862.500 \text{ mm}^2) \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\rightarrow V_s = [A_v/s \times (1+L_n/d)/12 + A_{vh}/s_h \times (1+L_n/d)/12] \times f_y \times d = 8754.919 \text{ kN}$$

* 설계 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_n &= \Phi \times (S_s + S_c) = 0.80 \times (8754.919 + 4692.628) \\ &= 10758.038 \text{ kN} \geq V_u (= 7254.360 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

5) 수평력에 의한 검토

- 교축방향 지진시 수평력과 두부보관성력으로 교축방향 모멘트를 산정

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

$$\begin{aligned} w_1 &= 1.489 \times 2.614 \times 2.300 \times 25.000 \times 0.185 = 41.404 \text{ kN} \\ w_2 &= 1.250 \times (2.614 - 0.114) / 2 \times 2.300 \times 25.000 \times 0.185 = 16.621 \text{ kN} \\ w_3 &= 1.250 \times (2.614 - 2.500) \times 2.300 \times 25.000 \times 0.185 = 1.516 \text{ kN} \\ V_c &= 41.404 + 16.621 + 1.516 = 59.541 \text{ kN} \\ M_c &= 41.404 \times 1.307 + 16.621 \times 0.947 + 1.516 \times 0.097 = 69.947 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_u &= 432.820 + 59.541(V_c) \\ &= 492.361 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_u &= 432.820 \times 1.414 + 69.947(M_c) \\ &= 681.954 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

* 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)
2500.00	2300.00	2200.00	100.00	681.95	492.36

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 5306.600 \times 400.00 = 2122640.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 2500.000 = 57375.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 36.996 \text{ mm, } c = 36.996 / \beta_1 = 36.996 / 0.85 = 43.525 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2200.00 - 43.525) / 43.525 = 0.14864$$

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

* 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 913.024 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5306.6 mm^2 (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 5.812]

1단 : H22 - 10.0 EA , H29 - 1.0 EA (= 4513.4 mm^2)

2단 : H25 - 1.0 EA , H19 - 1.0 EA (= 793.2 mm^2)

* 철근비 검토

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

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

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

$$\rho_{\text{use}} = A_s / b d = 0.00096$$

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

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 36.996 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 5306.600 \times 400 \times (2200.00 - a/2) = 3935.962 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 681.954 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 5.772]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 2200.00 \text{ mm}$)

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

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 2500.00 \times 2200.00 = 3810.512 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c/2 \geq V_u (= 492.361 \text{ kN}) , \text{ 전단보강 불필요.}$$

6) 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 6213.400 \times 1000000 / [21832.900 \times (2355.905 - 497.028/3)]$$

$$= 129.936 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 21832.900/2300.0 + 7 \times 21832.900/2300.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 2300.0 \times 2355.9)/(7 \times 21832.900)]}$$

$$= 497.028 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 21832.9 \text{ mm}^2 \text{ (철근도심 : } 144.1 \text{ mm)}$$

$$1\text{단} : \text{H29} - 19.0 \text{ EA} (= 12205.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H25} - 19.0 \text{ EA} (= 9627.3 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

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

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

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 129.94) - 2.5 \times 85.50 = 392.32 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 129.94) = 484.86 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 392.32 mm 를 적용

$$S = 2300.00 / 19.0 \text{ EA} = 121.05 \leq S_a (= 392.32 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

7) 수평력 검토에 의한 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 681.954 \times 1000000 / [5306.600 \times (2200.000 - 241.263/3)] \\ = 60.630 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 5306.600/2500.0 + 7 \times 5306.600/2500.0 \times \sqrt{[1 + 2 \times 2500.0 \times 2200.0/(7 \times 5306.600)]} \\ = 241.263 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 5306.6 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 100.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H22} - 10.0 \text{ EA}, \text{H29} - 1.0 \text{ EA} \quad (= 4513.4 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H25} - 1.0 \text{ EA}, \text{H19} - 1.0 \text{ EA} \quad (= 793.2 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

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

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

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 60.63) - 2.5 \times 85.50 = 1085.11 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 60.63) = 1039.09 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 1039.09 mm 를 적용

$$S = 2500.00 / 11.0 \text{ EA} = 227.27 \leq S_a (= 1039.09 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

8.2 내민보의 설계 : 우측 (절점 6)

1) 내민길이의 산정

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

[도로교 설계기준 5.4.4.1]

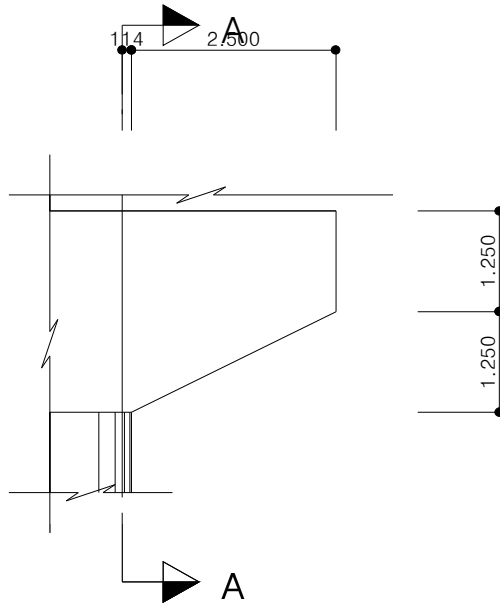
① 기둥의 단면적

$$A = \pi \times 2.000^2 / 4 = 3.142 \text{ m}^2$$

② 치환단면의 한변길이

$$L = \sqrt{3.142} = 1.772 \text{ m}$$

☞ 위험단면은 기둥끝단으로부터 $0.114\text{m}(= 1.000 - 1.772/2)$ 에 위치한다.



2) 브래킷 판정

① 위험단면에서의 작용력 : 『단면력 집계』 참조

$$V_u = 7588.200 \text{ kN} - \text{"UL0-03"}$$

$$M_u = 11182.800 \text{ kN.m}$$

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

② 브래킷 판정

$$a = 11182.800 / 7588.200 = 1.474 \text{ m}$$

$$d = 2.500 - 0.144 = 2.356 \text{ m}$$

$$a/d = 1.474 / 2.356 = 0.626 \leq 1.0 \quad \therefore \text{브래킷으로 검토}$$

3) 브래킷 검토

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	외단깊이(mm)	Vu(kN)
2300.0	2500.0	2355.9	100.0	1820.1	7588.2

$a = 1473.709 \text{ mm}$, $d = 2355.905 \text{ mm}$

$a / d (= 0.626) \leq 1 \rightarrow$ Bracket으로 설계. [콘크리트 구조설계기준] 7.9.2

지압면의 외단깊이 $\geq 0.5d$, $1820.145 \text{ mm} \geq 0.5 \times 2355.905 \text{ mm} \therefore \text{O.K}$

① 설계 단면력 산정

$V_u = 7588.200 \text{ kN}$

$N_{uc} = 0.20 \times 7588.200 = 1517.640 \text{ kN}$

$M_u = M_u' + N_{uc} \times (h - d)$
 $= 11182.800 + 1517.640 \times (2.500 - 2.356)$
 $= 11401.485 \text{ kN.m}$

② 전단마찰철근(A_{vf})의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우, [도로교 설계기준] 4.4.6.4

$V_{n\_max} \leq 0.2 \times f_{ck} \times b_o \times d$, $5.6 \times b_o \times d$
 $\leq 0.2 \times 27 \times 2300.000 \times 2355.905 = 29260.335 \text{ kN}$
 $\leq 5.6 \times 2300.000 \times 2355.905 = 30344.052 \text{ kN}$

$\Phi V_{n\_max} = 0.80 \times 29260.335 = 23408.268 \text{ kN} \geq V_u (=7588.200 \text{ kN}) \therefore \text{O.K}$

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\Phi_v \times f_y \times \mu} \quad (\Phi_v=0.80, \mu=1.4\lambda, \lambda=1.0; \text{일체로 친 보통 콘크리트})$$

 $= 7588200.000 / (0.80 \times 400 \times 1.4)$
 $= 16937.946 \text{ mm}^2$

③ 휨모멘트 철근(A_f)의 설계

$M_u = 11182.800 + 1517.640 \times (2.500 - 2.356) = 11401.485 \text{ kN.m}$

$$a = \frac{M_u}{\Phi \times A_f \times f_y}$$

$$0.85 \times f_{ck} \times B$$

 $M_n = M_u / \Phi = A_f \times f_y \times (d - a/2) \rightarrow$ 위의 a 를 대입하여 A_f 를 이차방정식으로 푼다.

$$d - \sqrt{[d^2 - 4 \times M_u / (1.7 \times f_{ck} \times B \times \Phi)]}$$

$$A_f = \frac{2 \times f_y}{(1.7 \times f_{ck} \times B)}$$

 $= 15535.997 \text{ mm}^2$

④ 수평인장 철근(A_n)의 설계

$N_{uc} = 0.20 \times 7588.200 = 1517.640 \text{ kN}$

$A_n = N_{uc} / (\Phi \times f_y) = 4742.625 \text{ mm}^2$

⑤ 주인장철근(A_s)의 산정

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

$\rightarrow A_s = 20278.622 \text{ mm}^2$

$$\begin{aligned} A_s(\min) &= 0.04 \times (f_{ck} / f_y) \times B \times d \\ &= 0.04 \times (27 / 400) \times 2300.000 \times 2355.905 \\ &= 14630.168 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Use } A_s = 21832.900 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 } 144.10 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : H29-10.0EA + H29-9.0EA, \quad d_1 = 100.00 \text{ mm}$$

$$2\text{단} : H25-10.0EA + H25-9.0EA, \quad d_2 = 200.00 \text{ mm}$$

$$\text{Use } A_s \geq 20278.622 \text{ mm}^2, \quad 14630.168 \text{ mm}^2 \quad \therefore 0.K$$

⑥ 폐쇄 스테럽, 띠철근(Ah)의 산정

$$\begin{aligned} A_h &= 0.5 \times (A_s - A_n) = 0.5 \times (20278.622 - 4742.625) \\ &= 7767.999 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{사용철근량 (1단)} : H22 - 6.0 EA = 2322.600 \text{ mm}^2$$

$$\text{철근의 배치 범위} : 2/3 d = 2/3 \times 2355.90 = 1570.60 \text{ mm 구간에 } 7.0 \text{ 단 설치}$$

$$\blacktriangleright \text{사용철근량(7.0단)} : H22 - 42.00 EA = 16258.200 \text{ mm}^2 \geq 7767.999 \text{ mm}^2 \quad \therefore 0.K$$

4) 외측빔 검토 : 깊은보로 검토

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

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

$$a = 1 < 2d (=4.800) \quad \therefore \text{깊은 보로 전단설계}$$

$$- a/2 = 0.737 \text{ m} \quad (< d = 2.400 \text{ m}) \quad L \text{ 위험단면 위치}$$

$$- V_u = 7465.614 \text{ kN} - "UL0-03"$$

$$\text{부재번호} : 7 \quad (1\text{단} : \text{절점7, } J\text{단} : \text{절점8}) \quad \text{부재길이}(L) : 1.300 \text{ m}$$

$$V_{ui} = -7566.900 \text{ kN} (1\text{단}), \quad V_{uj} = -7355.500 \text{ kN} (J\text{단})$$

$$\text{검토위치}(L_c) = 5.123 \text{ m} \quad (\text{두부분 좌측단에서의 거리})$$

$$\begin{aligned} V_u &= V_{ui} + (V_{uj} - V_{ui})/L \times (L_c - 1\text{단 좌표}) \\ &= -7566.900 + (-7355.500 - -7566.900)/1.300 \times (5.123 - 4.500) \\ &= -7465.614 \text{ kN} \end{aligned}$$

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	L_n (mm)	d(mm)	V_u (kN)	f_{ck} (MPa)	f_y (MPa)
2300.00	2947.42	2355.91	7465.61	27.00	400.00

* 최대전단강도 검토

$$\begin{aligned} \Phi_{\text{Max}} V_n &= \Phi \times 5 \times \sqrt{f_{ck}} / 6 \times b \times d \\ &= 0.80 \times 5 \times \sqrt{27} / 6 \times 2300.00 \times 2355.90 \\ &= 18770.514 \text{ kN} \geq V_u (= 7465.614 \text{ kN}) \quad \therefore 0.K \end{aligned}$$

* 콘크리트의 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_c &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 2300.00 \times 2355.90 = 3754.103 \text{ kN} \\ &< V_u (= 7465.614 \text{ kN}), \quad \text{전단보강 필요.} \end{aligned}$$

* 전단철근의 전단강도

㉠ 수직 전단철근

$$s = 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \quad \therefore 0.K$$

$$A_v = H_{22} - 6.0 EA (=2322.600 \text{ mm}^2) \geq 0.0025 \times b \times s (=1437.500 \text{ mm}^2) \quad \therefore \text{O.K}$$

㉞ 수평 전단철근

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

$$A_{vh} = H_{22} - 6.0 EA (=2322.600 \text{ mm}^2) \geq 0.0015 \times b \times s_h (=862.500 \text{ mm}^2) \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\rightarrow V_s = [A_v/s \times (1+L_n/d)/12 + A_{vh}/s_h \times (1+L_n/d)/12] \times f_y \times d = 8754.919 \text{ kN}$$

* 설계 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_n &= \Phi \times (S_s + S_c) = 0.80 \times (8754.919 + 4692.628) \\ &= 10758.038 \text{ kN} \geq V_u (=7465.614 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

5) 수평력에 의한 검토

- 교축방향 지진시 수평력과 두부보관성력으로 교축방향 모멘트를 산정

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

$$\begin{aligned} w_1 &= 1.489 \times 2.614 \times 2.300 \times 25.000 \times 0.185 = 41.404 \text{ kN} \\ w_2 &= 1.250 \times (2.614 - 0.114) / 2 \times 2.300 \times 25.000 \times 0.185 = 16.621 \text{ kN} \\ w_3 &= 1.250 \times (2.614 - 2.500) \times 2.300 \times 25.000 \times 0.185 = 1.516 \text{ kN} \\ V_c &= 41.404 + 16.621 + 1.516 = 59.541 \text{ kN} \\ M_c &= 41.404 \times 1.307 + 16.621 \times 0.947 + 1.516 \times 0.097 = 69.947 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_u &= 479.490 + 59.541(V_c) \\ &= 539.031 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_u &= 479.490 \times 1.414 + 69.947(M_c) \\ &= 747.946 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

* 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)
2500.00	2300.00	2200.00	100.00	747.95	539.03

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 5306.600 \times 400.00 = 2122640.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 2500.000 = 57375.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 36.996 \text{ mm, } c = 36.996 / \beta_1 = 36.996 / 0.85 = 43.525 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2200.00 - 43.525) / 43.525 = 0.14864$$

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

* 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 1001.517 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5306.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 5.299]

1단 : H22 - 10.0 EA, H29 - 1.0 EA (= 4513.4 mm²)

2단 : H25 - 1.0 EA, H19 - 1.0 EA (= 793.2 mm²)

* 철근비 검토

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

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

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

$$\rho_{\text{use}} = A_s / b d = 0.00096$$

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

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 36.996 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 5306.600 \times 400 \times (2200.00 - a/2) = 3935.962 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 747.946 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 5.262]}$$

* 전단에 대한 검토 (d = 2200.00 mm)

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

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 2500.00 \times 2200.00 = 3810.512 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c/2 \geq V_u (= 539.031 \text{ kN}) , \text{ 전단보강 불필요.}$$

6) 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 8371.400 \times 1000000 / [21832.900 \times (2355.905 - 497.028/3)]$$

$$= 175.064 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 21832.900/2300.0 + 7 \times 21832.900/2300.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 2300.0 \times 2355.9)/(7 \times 21832.900)]}$$

$$= 497.028 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 21832.9 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 144.1 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H29} - 19.0 \text{ EA} \quad (= 12205.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H25} - 19.0 \text{ EA} \quad (= 9627.3 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

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

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

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 175.06) - 2.5 \times 85.50 = 236.09 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 175.06) = 359.87 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 236.09 mm 를 적용

$$S = 2300.00 / 19.0 \text{ EA} = 121.05 \leq S_a (= 236.09 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

7) 수평력 검토에 의한 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 747.946 \times 1000000 / [5306.600 \times (2200.000 - 241.263/3)] \\ = 66.497 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 5306.600/2500.0 + 7 \times 5306.600/2500.0 \times \sqrt{[1 + 2 \times 2500.0 \times 2200.0/(7 \times 5306.600)]} \\ = 241.263 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 5306.6 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 100.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H22} - 10.0 \text{ EA}, \text{H29} - 1.0 \text{ EA} \quad (= 4513.4 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H25} - 1.0 \text{ EA}, \text{H19} - 1.0 \text{ EA} \quad (= 793.2 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

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

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

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 66.50) - 2.5 \times 85.50 = 970.51 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 66.50) = 947.41 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 947.41 mm 를 적용

$$S = 2500.00 / 11.0 \text{ EA} = 227.27 \leq S_a (= 947.41 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

8.3 교량받침 위치 검토

1) 받침위치1(교량받침1) : UL0-01(절점 2)

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

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

$$a = 0.064 (457.40/7118.90) < 2d(=3.978) \quad \therefore \text{깊은 보로 전단설계}$$

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2300.00	2652.21	1989.00	7118.90	27.00	400.00

* 최대전단강도 검토

$$\begin{aligned} \Phi_{\text{Max}} V_n &= \Phi \times 5 \times \sqrt{f_{ck}} / 6 \times b \times d \\ &= 0.80 \times 5 \times \sqrt{27} / 6 \times 2300.00 \times 1989.00 \\ &= 15847.226 \text{ kN} \geq V_u (= 7118.900 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

* 콘크리트의 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_c &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 2300.00 \times 1989.00 = 3169.445 \text{ kN} \\ &< V_u (= 7118.900 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.} \end{aligned}$$

* 전단철근의 전단강도

㉠ 수직 전단철근

$$\begin{aligned} s &= 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K} \\ A_v &= H22 - 6.0 \text{ EA } (=2322.600 \text{ mm}^2) \geq 0.0025 \times b \times s (=1437.500 \text{ mm}^2) \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

㉡ 수평 전단철근

$$\begin{aligned} s_h &= 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K} \\ A_{vh} &= H22 - 6.0 \text{ EA } (=2322.600 \text{ mm}^2) \geq 0.0015 \times b \times s_h (=862.500 \text{ mm}^2) \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

$$\rightarrow V_s = [A_v/s \times (1+L_n/d)/12 + A_{vh}/s_h \times (1-L_n/d)/12] \times f_y \times d = 7391.442 \text{ kN}$$

* 설계 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_n &= \Phi \times (S_s + S_c) = 0.80 \times (7391.442 + 3961.806) \\ &= 9082.599 \text{ kN} \geq V_u (= 7118.900 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- 사용성 검토

① 응력 산정

$$\begin{aligned} f_s &= M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 1082.400 \times 1000000 / [5443.500 \times (1989.000 - 240.685/3)] \\ &= 104.173 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \chi &= -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ &= -7 \times 5443.500/2300.0 + 7 \times 5443.500/2300.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 2300.0 \times 1989.0 / (7 \times 5443.500)} \\ &= 240.685 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{사용철근량} = 5443.5 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 100.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : H19 - 19.0 \text{ EA } (= 5443.5 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

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

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

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 104.17) - 2.5 \times 90.50 = 529.70 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 104.17) = 604.76 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 529.70 mm 를 적용

$$S = 2300.00 / 19.0 \text{ EA} = 121.05 \leq S_a (= 529.70 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

2) 받침위치2(교량받침2) : UL0-03(절점 8)

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

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

$$a = 0.085 (626.30/7355.50) < 2d(=3.500) \therefore \text{깊은 보로 전단설계}$$

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2300.00	2947.42	1705.91	7355.50	27.00	400.00

* 최대전단강도 검토

$$\begin{aligned}\Phi_{\text{Max}} V_n &= \Phi \times 5 \times \sqrt{f_{ck}} / 6 \times b \times d \\ &= 0.80 \times 5 \times \sqrt{27} / 6 \times 2300.00 \times 1705.90 \\ &= 13591.682 \text{ kN} \geq V_u (= 7355.500 \text{ kN}) \therefore \text{O.K.}\end{aligned}$$

* 콘크리트의 전단강도

$$\begin{aligned}\Phi V_c &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 2300.00 \times 1705.90 = 2718.336 \text{ kN} \\ &< V_u (= 7355.500 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.}\end{aligned}$$

* 전단철근의 전단강도

㉠ 수직 전단철근

$$\begin{aligned}s &= 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \therefore \text{O.K.} \\ A_v &= H22 - 6.0 \text{ EA } (=2322.600 \text{ mm}^2) \geq 0.0025 \times b \times s (=1437.500 \text{ mm}^2) \therefore \text{O.K.}\end{aligned}$$

㉡ 수평 전단철근

$$\begin{aligned}s_h &= 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \therefore \text{O.K.} \\ A_{vh} &= H22 - 6.0 \text{ EA } (=2322.600 \text{ mm}^2) \geq 0.0015 \times b \times s_h (=862.500 \text{ mm}^2) \therefore \text{O.K.}\end{aligned}$$

$$\rightarrow V_s = [A_v/s \times (1+L_n/d)/12 + A_{vh}/s_h \times (1-L_n/d)/12] \times f_y \times d = 6339.415 \text{ kN}$$

* 설계 전단강도

$$\begin{aligned}\Phi V_n &= \Phi \times (S_s + S_c) = 0.80 \times (6339.415 + 3397.920) \\ &= 7789.868 \text{ kN} \geq V_u (= 7355.500 \text{ kN}) \therefore \text{O.K.}\end{aligned}$$

- 사용성 검토

① 응력 산정

$$\begin{aligned}f_s &= M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 1212.400 \times 1000000 / [21832.900 \times (1705.905 - 414.305/3)] \\ &= 35.420 \text{ MPa}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\chi &= -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ &= -7 \times 21832.900/2300.0 + 7 \times 21832.900/2300.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 2300.0 \times 1705.9)/(7 \times 21832.900)]} \\ &= 414.305 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\text{사용철근량} = 21832.9 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 : } 144.1 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : H29 - 19.0 \text{ EA } (= 12205.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : H25 - 19.0 \text{ EA } (= 9627.3 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

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

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

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 35.42) - 2.5 \times 85.50 = 2009.60 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 35.42) = 1778.68 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 1778.68 mm 를 적용

$$S = 2300.00 / 19.0 \text{ EA} = 121.05 \leq S_a (= 1778.68 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

9. 기둥 설계

9.1 교축직각방향

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pe(kN)	Pu(kN)	M1(kN.m)	M2(kN.m)	V(kN)	Δ(m)	비 고
UL001	-11068.980	-15358.800	101.500	1790.700	-202.600	0.00300	축력최대
UL007	-11068.980	-12314.400	9692.700	16040.300	-763.000	0.03100	모멘트최대
UL022	-8514.600	-8370.400	6000.874	12109.170	993.676	0.03567	탄성설계
UL022	-8514.600	-8370.400	3209.091	5245.190	993.676	0.03567	소성설계
UE026	-7663.140	-7490.100	5921.400	13171.000	-872.600	0.02400	편심최대

註) Pe : 장기지속축력 (= 고정하중에 의한 축력 x 고정하중계수)

Pu : 전체축력, M1, M2 : 기둥상단, 하단 모멘트

Vu : 전단력, Δ : 기둥상단의 변위량

※ 소성설계시 지진시 모멘트에 대하여 응답수정계수(R=3.000)로 나눈 값을 적용한다

2) 기둥검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.005	0.018	0.060	0.K	52040.916	15358.800	1830.982	3.388	0.K
모멘트최대	0.005	0.018	0.060	0.K	14083.806	12314.400	16866.772	1.144	0.K
탄성설계	0.005	0.018	0.060	0.K	15702.664	8370.400	12470.824	1.876	0.K
편심최대	0.005	0.018	0.060	0.K	10599.479	7490.100	13439.796	1.415	0.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 9, UL001)

㉞ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$, $\theta=90.000^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1885.263	15358.800	1830.982	119.214

㉟ 압축부재의 장주효과

㉡ 층 안정지수 산정

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

$$= 15358.800 \times 0.00300 / (-202.600 \times 10.212)$$

$$= 0.022$$

여기서, $\sum P_u$: 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

V_u : 층전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 10.212 m)

㉢ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, $k = 2.100$

$$\text{세장비 } \lambda = k \times L_u / r \leq 22$$

$$= 2.100 \times 11.076 / 0.500$$

$$= 46.519 > 22.000 \quad \therefore \text{장주}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.500$: 부재단면의 최소회전반경

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 11.076 m)

㉣ 모멘트 확대계수 산정

$$\delta_s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$$

$$= 1 / (1 - 0.022)$$

$$= 1.022$$

㉤ 확대 모멘트 산정

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s \times M_{1s}$$

$$= 0.000 + 1.022 \times 101.500$$

$$= 103.783 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s \times M_{2s}$$

$$= 0.000 + 1.022 \times 1790.700$$

$$= 1830.982 \text{ kN.m}$$

㉞ 철근비 검토

$$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2, A_{st} = 55246.40 \text{ mm}^2, \rho_{use} = 0.01759$$

$$\text{- 1단 : H29 - 43EA (} A_s=27623.200 \text{ mm}^2 \text{), } d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$\text{- 2단 : H29 - 43EA (} A_s=27623.200 \text{ mm}^2 \text{), } d_2 = 129.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0176) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y) \} = 1017678.240 \text{ mm}^2$$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm² 를 적용.

㉟ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1131.158 \text{ mm}, \quad a_b = k_1 \times c_b = 961.484 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1493840.504 = 34283.640 \text{ kN}, \quad \sum C_{si} = 8372.531 \text{ kN}, \quad \sum T_{si} = 6417.951 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 P_b &= 34283.640 + 8372.531 - 6417.951 = 36238.219 \text{ kN} \\
 M_b &= C_c \times -480.742 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 25330.744 \text{ kN.m} \\
 e_b &> e \rightarrow \text{압축 파괴} \quad (e_b = M_b/P_b = 699.006 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 119.214 \text{ mm})
 \end{aligned}$$

㉞ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 2027.845 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1723.669 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 2879481.883 = 66084.109 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 13513.852 \text{ kN}, \quad \sum T_{si} = 0.000 \text{ kN}$$

$$P_n = 66084.109 + 13513.852 - 0.000 = 79597.961 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 937.988 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 9488.954 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (=119.211)| = 0.0028 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉞ 강도감소계수(Φ) 산정

$$d_t = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm}$$

$$c = 2027.845 \text{ mm}, \quad a = k_1 \times c = 1723.669 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 2027.85) / 2027.85 = -0.00019$$

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

㉞ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\} = 74344.165 \text{ kN} < P_n = 79597.961 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 0.70 \times 74344.165 = 52040.916 \text{ kN} \geq P_u = 15358.800 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.119 = 6203.998 \text{ kN.m} \geq M_u = 1830.982 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$$

② 모멘트최대 : (부재 9, UL007)

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$, $\theta=90.000\text{도}$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1885.263	12314.400	16866.772	1369.679

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

$$Q = \frac{\sum P_u \cdot \Delta}{(V_u \cdot L_c)}$$

$$= \frac{12314.400 \times 0.03100}{(-763.000 \times 10.212)}$$

$$= 0.049$$

여기서, $\sum P_u$: 총전체의 수직하중
 Δ : 층상단의 상대변위
 V_u : 총전단력
 L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 10.212 m)

㉣ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, $k = 2.100$

$$\text{세장비 } \lambda = k \times L_u / r \leq 22$$

$$= 2.100 \times 11.076 / 0.500$$

$$= 46.519 > 22.000 \quad \therefore \text{장주}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.500$: 부재단면의 최소회전반경
 L_u : 압축부재의 비지지길이(= 11.076 m)

㉤ 모멘트 확대계수 산정

$$\delta_s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$$

$$= 1 / (1 - 0.049)$$

$$= 1.052$$

㉥ 확대 모멘트 산정

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s \times M_{1s}$$

$$= 0.000 + 1.052 \times 9692.700$$

$$= 10192.114 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s \times M_{2s}$$

$$= 0.000 + 1.052 \times 16040.300$$

$$= 16866.772 \text{ kN.m}$$

㉦ 철근비 검토

$$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2, A_{st} = 55246.40 \text{ mm}^2, \rho_{use} = 0.01759$$

- 1단 : H29 - 43EA ($A_s=27623.200 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$
- 2단 : H29 - 43EA ($A_s=27623.200 \text{ mm}^2$), $d_2 = 129.000 \text{ mm}$

$$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0176) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{\Psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y)\} = 815955.473 \text{ mm}^2$$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉧ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1131.158 \text{ mm}, \quad a_b = k_1 \times c_b = 961.484 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1493840.504 = 34283.640 \text{ kN}, \quad \sum C_{si} = 8372.531 \text{ kN}, \quad \sum T_{si} = 6417.951 \text{ kN}$$

$$P_b = 34283.640 + 8372.531 - 6417.951 = 36238.219 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times -480.742 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 25330.744 \text{ kN.m}$$

$$e_b < e \rightarrow \text{인장 파괴} \quad (e_b = M_b/P_b = 699.006 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 1369.679 \text{ mm})$$

㉞ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 795.326 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 676.027 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 934404.529 = 21444.584 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 6540.500 \text{ kN}, \sum T_{si} = 10562.038 \text{ kN}$$

$$P_n = 21444.584 + 6540.500 - 10562.038 = 17423.046 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 942.192 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 23863.875 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (=1369.673)| = 0.0058 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㉞ 강도감소계수(Φ) 산정

$$d_t = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm}$$

$$c = 795.326 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 676.027 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 795.33) / 795.33 = 0.00417$$

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

$$\Phi = 0.700 + (0.0042 - 0.0020) \times (0.850 - 0.700) / (0.00500 - 0.00200) = 0.808$$

㉞ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\} = 74344.165 \text{ kN} \geq P_n = 17423.046 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 0.81 \times 17423.046 = 14083.806 \text{ kN} \geq P_u = 12314.400 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 1.370 = 19290.290 \text{ kN.m} \geq M_u = 16866.772 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$$

③ 탄성설계 : (부재 9, UL022)

㉞ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=1.00$, $\theta=90.000^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1885.263	8370.400	12470.824	1489.872

㉞ 압축부재의 장주효과

㉞ 총 안정지수 산정

$$Q = \frac{\sum P_u \cdot \Delta}{(V_u \cdot L_c)}$$

$$= \frac{8370.400 \times 0.03567}{(993.676 \times 10.212)}$$

$$= 0.029$$

여기서, $\sum P_u$: 총전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

V_u : 총전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 10.212 m)

㉞ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, $k = 2.100$

$$\text{세장비 } \lambda = k \times L_u / r \leq 22$$

$$= 2.100 \times 11.076 / 0.500$$

$$= 46.519 > 22.000 \therefore \text{장주}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.500$: 부재단면의 최소회전반경

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 11.076 m)

㉞ 모멘트 확대계수 산정

$$\delta_s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$$

$$= 1 / (1 - 0.029)$$

$$= 1.030$$

㉞ 확대 모멘트 산정

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s \times M_{1s}$$

$$= 0.000 + 1.030 \times 6000.874$$

$$= 6180.097 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s \times M_{2s}$$

$$= 0.000 + 1.030 \times 12109.170$$

$$= 12470.824 \text{ kN.m}$$

㉞ 철근비 검토

$$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2, A_{st} = 55246.40 \text{ mm}^2, \rho_{use} = 0.01759$$

- 1단 : H29 - 43EA ($A_s=27623.200 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H29 - 43EA ($A_s=27623.200 \text{ mm}^2$), $d_2 = 129.000 \text{ mm}$

$$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0176) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore O.K$$

$$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{\Psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y)\} = 554624.967 \text{ mm}^2$$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉞ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1131.158 \text{ mm}, a_b = k_1 \times c_b = 961.484 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1493840.504 = 34283.640 \text{ kN}, \sum C_{si} = 8372.531 \text{ kN}, \sum T_{si} = 6417.951 \text{ kN}$$

$$P_b = 34283.640 + 8372.531 - 6417.951 = 36238.219 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times -480.742 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 25330.744 \text{ kN.m}$$

$$e_b < e \rightarrow \text{인장 파괴} \quad (e_b = M_b/P_b = 699.006 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 1489.872 \text{ mm})$$

㉞ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 763.359 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 648.855 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 883250.142 = 20270.591 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 6338.117 \text{ kN}, \sum T_{si} = 10906.044 \text{ kN}$$

$$P_n = 20270.591 + 6338.117 - 10906.044 = 15702.664 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 944.048 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 23394.932 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (=1489.870)| = 0.0017 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㉞ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\} = 74344.165 \text{ kN} \geq P_n = 15702.664 \text{ kN}$$

$$\phi P_n = 1.00 \times 15702.664 = 15702.664 \text{ kN} \geq P_u = 8370.400 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\phi M_n = \phi P_n \times 1.490 = 23394.958 \text{ kN.m} \geq M_u = 12470.824 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$$

④ 편심최대 : (부재 9, UE026)

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\phi_c=0.70$, $\theta=90.000^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1885.263	7490.100	13439.796	1794.341

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

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

$$= 7490.100 \times 0.02400 / (-872.600 \times 10.212)$$

$$= 0.020$$

여기서, $\sum P_u$: 총전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

V_u : 총전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 10.212 m)

㉣ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, $k = 2.100$

$$\text{세장비 } \lambda = k \times L_u / r \leq 22$$

$$= 2.100 \times 11.076 / 0.500$$

$$= 46.519 > 22.000 \therefore \text{장주}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.500$: 부재단면의 최소회전반경

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 11.076 m)

㉤ 모멘트 확대계수 산정

$$\delta_s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$$

$$= 1 / (1 - 0.020)$$

$$= 1.020$$

㉥ 확대 모멘트 산정

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s \times M_{1s}$$

$$= 0.000 + 1.020 \times 5921.400$$

$$= 6042.245 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s \times M_{2s}$$

$$= 0.000 + 1.020 \times 13171.000$$

$$= 13439.796 \text{ kN.m}$$

㉦ 철근비 검토

$$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2, A_{st} = 55246.40 \text{ mm}^2, \rho_{use} = 0.01759$$

$$- 1\text{단} : H29 - 43EA (A_s=27623.200 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : H29 - 43EA (A_s=27623.200 \text{ mm}^2), d_2 = 129.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0176) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore O.K$$

$$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{\psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y)\} = 496296.051 \text{ mm}^2$$

$$A_{eff} \text{는 } \geq \frac{1}{2} A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2) \text{ 이어야 하므로 } 1570796.327 \text{ mm}^2 \text{ 를 적용.}$$

㉧ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1131.158 \text{ mm}, a_b = k_1 \times c_b = 961.484 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1493840.504 = 34283.640 \text{ kN}, \sum C_{si} = 8372.531 \text{ kN}, \sum T_{si} = 6417.951 \text{ kN}$$

$$P_b = 34283.640 + 8372.531 - 6417.951 = 36238.219 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times -480.742 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 25330.744 \text{ kN.m}$$

$$e_b < e \rightarrow \text{인장 파괴} \quad (e_b = M_b/P_b = 699.006 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 1794.341 \text{ mm})$$

㉞ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 702.270 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 596.930 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 787077.115 = 18063.420 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 5967.376 \text{ kN}, \sum T_{si} = 11560.821 \text{ kN}$$

$$P_n = 18063.420 + 5967.376 - 11560.821 = 12469.975 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 947.726 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 22375.450 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (=1794.346)| = 0.0048 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㉞ 강도감소계수(Φ) 산정

$$d_t = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm}$$

$$c = 702.270 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 596.930 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 702.27) / 702.27 = 0.00512$$

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

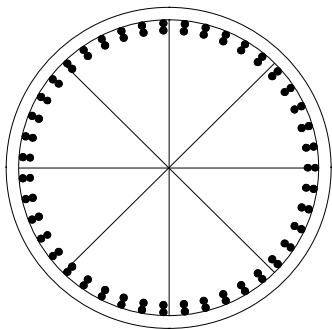
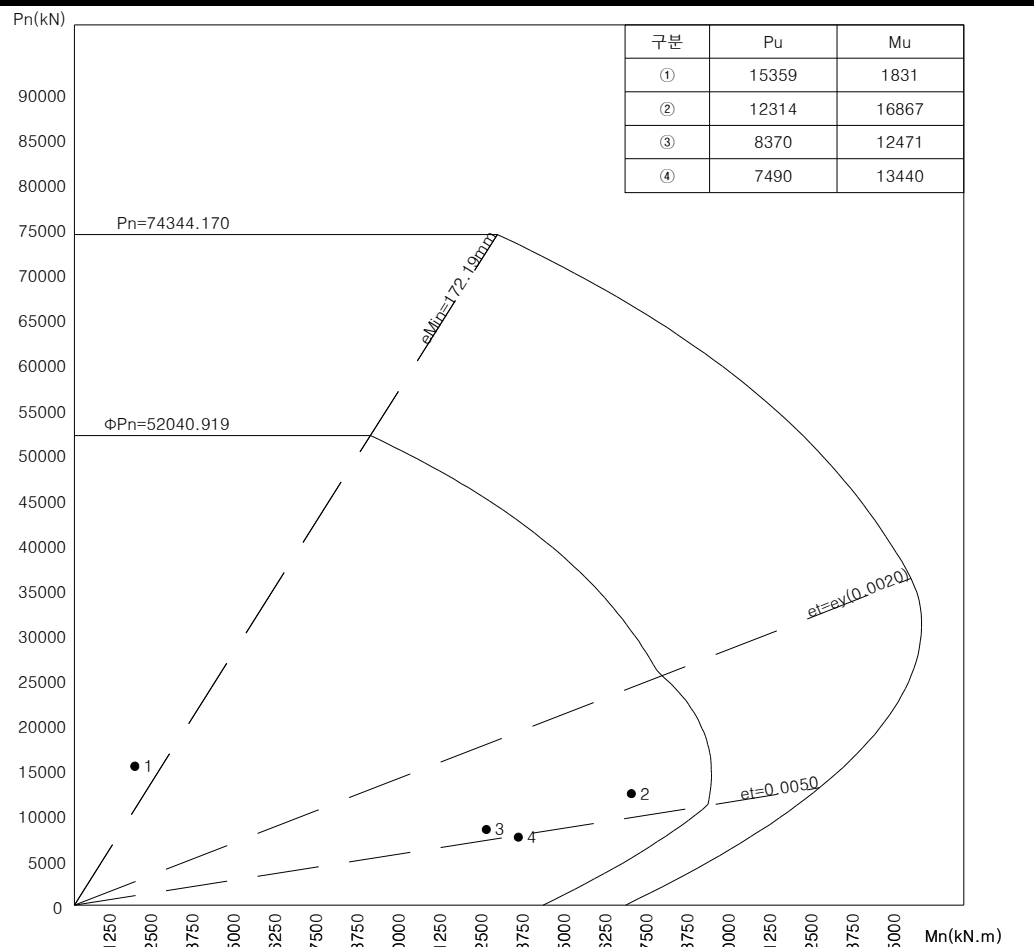
㉞ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\} = 74344.165 \text{ kN} \geq P_n = 12469.975 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 0.85 \times 12469.975 = 10599.479 \text{ kN} \geq P_u = 7490.100 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 1.794 = 19019.082 \text{ kN.m} \geq M_u = 13439.796 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$$

4) PM 상관도



2.000

단면제원

$R = 1000.000 \text{ mm}$
 $D = 1885.263 \text{ mm}$
 $A_g = 3141592.654 \text{ mm}^2$
 $A_{eff} = 1570796.327 \text{ mm}^2$

사용 철근

$A_{st} = 55246.400 \text{ mm}^2$
 $P_{use} = 0.01759$
 1단 : H29-43Ea
 2단 : H29-43Ea

9.2 교축방향

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pe(kN)	Pu(kN)	M1(kN.m)	M2(kN.m)	V(kN)	Δ (m)	비 고
ULB01	-11068.980	-15358.800	0.000	0.000	0.000	0.00000	축력최대
ULB14	-10643.250	-10463.000	2626.000	10434.100	-939.700	0.01700	모멘트최대
ULB22	-8514.600	-8370.400	3359.922	10559.380	1072.315	0.02944	탄성설계
ULB22	-8514.600	-8370.400	1119.974	3519.793	1072.315	0.02944	소성설계
UEB14	-8088.870	-7908.600	2626.000	10434.100	-939.700	0.01700	편심최대

註) Pe : 장기지속축력 (= 고정하중에 의한 축력 x 고정하중계수)

Pu : 전체축력, M1, M2 : 기둥상단, 하단 모멘트

Vu : 전단력, Δ : 기둥상단의 변위량

※ 소성설계시 지진시 모멘트에 대하여 응답수정계수(R=3.000)로 나눈 값을 적용한다

2) 기둥검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.005	0.018	0.060	0.K	52040.916	15358.800	0.000	3.388	0.K
모멘트최대	0.005	0.018	0.060	0.K	18783.880	10463.000	10636.188	1.795	0.K
탄성설계	0.005	0.018	0.060	0.K	18726.766	8370.400	10807.963	2.237	0.K
편심최대	0.005	0.018	0.060	0.K	14415.432	7908.600	10582.252	1.823	0.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 9, ULB01)

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$

피복(mm)	d(mm)	$P_u(\text{kN})$	$M_u(\text{kN.m})$	e(mm)
100.000	1885.263	15358.800	0.000	0.000

㉡ 철근비 검토

$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2$, $A_{st} = 55246.40 \text{ mm}^2$, $P_{use} = 0.01759$

- 1단 : H29 - 43EA ($A_s=27623.200 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H29 - 43EA ($A_s=27623.200 \text{ mm}^2$), $d_2 = 129.000 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0176) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore \text{O.K}$

$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g$, $A_{eff} = P_u / \{\Psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y)\} = 1017678.240 \text{ mm}^2$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉢ 평형하중 산정

$cb = 600 / (600 + f_y) \times d = 1131.158 \text{ mm}$, $ab = k_1 \times cb = 961.484 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1493840.504 = 34283.640 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 8372.531 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 6417.951 \text{ kN}$

$P_b = 34283.640 + 8372.531 - 6417.951 = 36238.219 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times -480.742 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 25330.744 \text{ kN.m}$

$eb > e \rightarrow$ 압축 파괴 ($eb = M_b/P_b = 699.006 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 0.000 \text{ mm}$)

㉣ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 7069.735 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 6009.274 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 3141936.858 = 72107.451 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 20830.655 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 0.000 \text{ kN}$

$P_n = 72107.451 + 20830.655 - 0.000 = 92938.106 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 3004.637 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = -0.000 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n(=-0.000)| = 0.0000 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉤ 강도감소계수(Φ) 산정

$dt = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm}$

$c = 7069.735 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 6009.274 \text{ mm}$

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

$\epsilon_t = 0.00300 \times (dt-c) / c = 0.00300 \times (1900.00-7069.73) / 7069.73 = -0.00219$

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

㉥ 축방향력 및 휨에대한 검토

$\text{Max}P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\} = 74344.165 \text{ kN} < P_n = 92938.106 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.70 \times 74344.165 = 52040.916 \text{ kN} \geq P_u = 15358.800 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.000 = 0.000 \text{ kN.m} \geq M_u = 0.000 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

② 모멘트최대 : (부재 9, ULB14)

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1885.263	10463.000	10636.188	1016.552

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

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

$$= 10463.000 \times 0.01700 / (939.700 \times 10.212)$$

$$= 0.019$$

여기서, $\sum P_u$: 총전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

V_u : 총전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 10.212 m)

㉣ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, $k = 2.100$

$$\text{세장비 } \lambda = k \times L_u / r \leq 22$$

$$= 2.100 \times 11.076 / 0.500$$

$$= 46.519 > 22.000 \therefore \text{장주}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.500$: 부재단면의 최소회전반경

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 11.076 m)

㉤ 모멘트 확대계수 산정

$$\delta_s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$$

$$= 1 / (1 - 0.019)$$

$$= 1.019$$

㉥ 확대 모멘트 산정

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s \times M_{1s}$$

$$= 0.000 + 1.019 \times 2626.000$$

$$= 2676.860 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s \times M_{2s}$$

$$= 0.000 + 1.019 \times 10434.100$$

$$= 10636.188 \text{ kN.m}$$

㉦ 철근비 검토

$$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2, A_{st} = 55246.40 \text{ mm}^2, \rho_{use} = 0.01759$$

$$- 1\text{단} : H29 - 43\text{EA} (A_s=27623.200 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : H29 - 43\text{EA} (A_s=27623.200 \text{ mm}^2), d_2 = 129.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0176) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore O.K$$

$$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y) \} = 693281.209 \text{ mm}^2$$

$$A_{eff} \text{는 } \geq \frac{1}{2} A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2) \text{ 이어야 하므로 } 1570796.327 \text{ mm}^2 \text{ 를 적용.}$$

㉧ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1131.158 \text{ mm}, a_b = k_1 \times c_b = 961.484 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1493840.504 = 34283.640 \text{ kN}, \sum C_{si} = 8372.531 \text{ kN}, \sum T_{si} = 6417.951 \text{ kN}$$

$$P_b = 34283.640 + 8372.531 - 6417.951 = 36238.219 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times -480.742 + \sum(C_{si} \cdot d_i) + \sum(T_{si} \cdot d_i) = 25330.744 \text{ kN.m}$$

$$e_b < e \rightarrow \text{인장 파괴} \quad (e_b = M_b/P_b = 699.006 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 1016.552 \text{ mm})$$

㉞ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 932.072 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 792.261 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1158369.474 = 26584.579 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 7313.865 \text{ kN}, \sum T_{si} = 9044.493 \text{ kN}$$

$$P_n = 26584.579 + 7313.865 - 9044.493 = 24853.951 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 934.840 + \sum(C_{si} \cdot d_i) + \sum(T_{si} \cdot d_i) = 25265.455 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (=1016.557)| = 0.0045 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㉞ 강도감소계수(Φ) 산정

$$d_t = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm}$$

$$c = 932.072 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 792.261 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 932.07) / 932.07 = 0.00312$$

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.00500$ 이므로 변화구간단면이며, $\Phi = 0.76$ 를 적용한다.

$$\Phi = 0.700 + (0.0031 - 0.0020) \times (0.850 - 0.700) / (0.00500 - 0.00200) = 0.756$$

㉞ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\} = 74344.165 \text{ kN} \geq P_n = 24853.951 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 0.76 \times 24853.951 = 18783.880 \text{ kN} \geq P_u = 10463.000 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 1.017 = 19094.798 \text{ kN.m} \geq M_u = 10636.188 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$$

③ 탄성설계 : (부재 9, ULB22)

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=1.00$

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1885.263	8370.400	10807.963	1291.212

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

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

$$= 8370.400 \times 0.02944 / (1072.315 \times 10.212)$$

$$= 0.023$$

여기서, $\sum P_u$: 총전체의 수직하중

Δ : 총상단의 상대변위

V_u : 총전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 10.212 m)

㉣ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, $k = 2.100$

$$\text{세장비 } \lambda = k \times L_u / r \leq 22$$

$$= 2.100 \times 11.076 / 0.500$$

$$= 46.519 > 22.000 \quad \therefore \text{장주}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.500$: 부재단면의 최소회전반경

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 11.076 m)

㉤ 모멘트 확대계수 산정

$$\delta_s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$$

$$= 1 / (1 - 0.023)$$

$$= 1.024$$

㉥ 확대 모멘트 산정

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s \times M_{1s}$$

$$= 0.000 + 1.024 \times 3359.922$$

$$= 3439.019 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s \times M_{2s}$$

$$= 0.000 + 1.024 \times 10559.380$$

$$= 10807.963 \text{ kN.m}$$

㉦ 철근비 검토

$$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2, A_{st} = 55246.40 \text{ mm}^2, \rho_{use} = 0.01759$$

- 1단 : H29 - 43EA ($A_s=27623.200 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H29 - 43EA ($A_s=27623.200 \text{ mm}^2$), $d_2 = 129.000 \text{ mm}$

$$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0176) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y) \} = 554624.967 \text{ mm}^2$$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉧ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1131.158 \text{ mm}, \quad a_b = k_1 \times c_b = 961.484 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1493840.504 = 34283.640 \text{ kN}, \quad \sum C_{si} = 8372.531 \text{ kN}, \quad \sum T_{si} = 6417.951 \text{ kN}$$

$$P_b = 34283.640 + 8372.531 - 6417.951 = 36238.219 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times -480.742 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 25330.744 \text{ kN.m}$$

$$e_b < e \rightarrow \text{인장 파괴} \quad (e_b = M_b/P_b = 699.006 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 1291.212 \text{ mm})$$

㉞ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 819.958 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 696.964 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 974167.944 = 22357.154 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 6664.706 \text{ kN}, \sum T_{si} = 10295.094 \text{ kN}$$

$$P_n = 22357.154 + 6664.706 - 10295.094 = 18726.766 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 940.797 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 24180.280 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (=1291.215)| = 0.0027 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㉞ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\} = 74344.165 \text{ kN} \geq P_n = 18726.766 \text{ kN}$$

$$\phi P_n = 1.00 \times 18726.766 = 18726.766 \text{ kN} \geq P_u = 8370.400 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\phi M_n = \phi P_n \times 1.291 = 24180.230 \text{ kN.m} \geq M_u = 10807.963 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$$

④ 편심최대 : (부재 9, UEB14)

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1885.263	7908.600	10582.252	1338.069

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

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

$$= 7908.600 \times 0.01700 / (939.700 \times 10.212)$$

$$= 0.014$$

여기서, $\sum P_u$: 총전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

V_u : 총전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 10.212 m)

㉣ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, $k = 2.100$

$$\text{세장비 } \lambda = k \times L_u / r \leq 22$$

$$= 2.100 \times 11.076 / 0.500$$

$$= 46.519 > 22.000 \quad \therefore \text{장주}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.500$: 부재단면의 최소회전반경

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 11.076 m)

㉤ 모멘트 확대계수 산정

$$\delta_s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$$

$$= 1 / (1 - 0.014)$$

$$= 1.014$$

㉥ 확대 모멘트 산정

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s \times M_{1s}$$

$$= 0.000 + 1.014 \times 2626.000$$

$$= 2663.286 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s \times M_{2s}$$

$$= 0.000 + 1.014 \times 10434.100$$

$$= 10582.252 \text{ kN.m}$$

㉦ 철근비 검토

$$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2, A_{st} = 55246.40 \text{ mm}^2, \rho_{use} = 0.01759$$

- 1단 : H29 - 43EA ($A_s=27623.200 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H29 - 43EA ($A_s=27623.200 \text{ mm}^2$), $d_2 = 129.000 \text{ mm}$

$$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0176) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y) \} = 524025.974 \text{ mm}^2$$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉧ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1131.158 \text{ mm}, \quad a_b = k_1 \times c_b = 961.484 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1493840.504 = 34283.640 \text{ kN}, \quad \sum C_{si} = 8372.531 \text{ kN}, \quad \sum T_{si} = 6417.951 \text{ kN}$$

$$P_b = 34283.640 + 8372.531 - 6417.951 = 36238.219 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times -480.742 + \sum(C_{si} \cdot d_i) + \sum(T_{si} \cdot d_i) = 25330.744 \text{ kN.m}$$

$$e_b < e \rightarrow \text{인장 파괴} \quad (e_b = M_b/P_b = 699.006 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 1338.069 \text{ mm})$$

㉞ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 804.860 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 684.131 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 949760.278 = 21796.998 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 6582.850 \text{ kN}, \sum T_{si} = 10452.412 \text{ kN}$$

$$P_n = 21796.998 + 6582.850 - 10452.412 = 17927.436 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 941.649 + \sum(C_{si} \cdot d_i) + \sum(T_{si} \cdot d_i) = 23988.142 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (=1338.069)| = 0.0001 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㉞ 강도감소계수(Φ) 산정

$$d_t = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm}$$

$$c = 804.860 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 684.131 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 804.86) / 804.86 = 0.00408$$

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.00500$ 이므로 변화구간단면이며, $\Phi = 0.80$ 를 적용한다.

$$\Phi = 0.700 + (0.0041 - 0.0020) \times (0.850 - 0.700) / (0.00500 - 0.00200) = 0.804$$

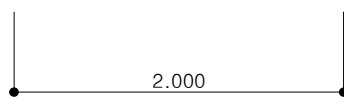
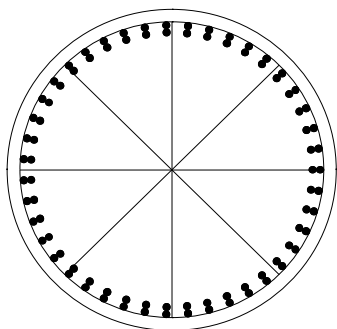
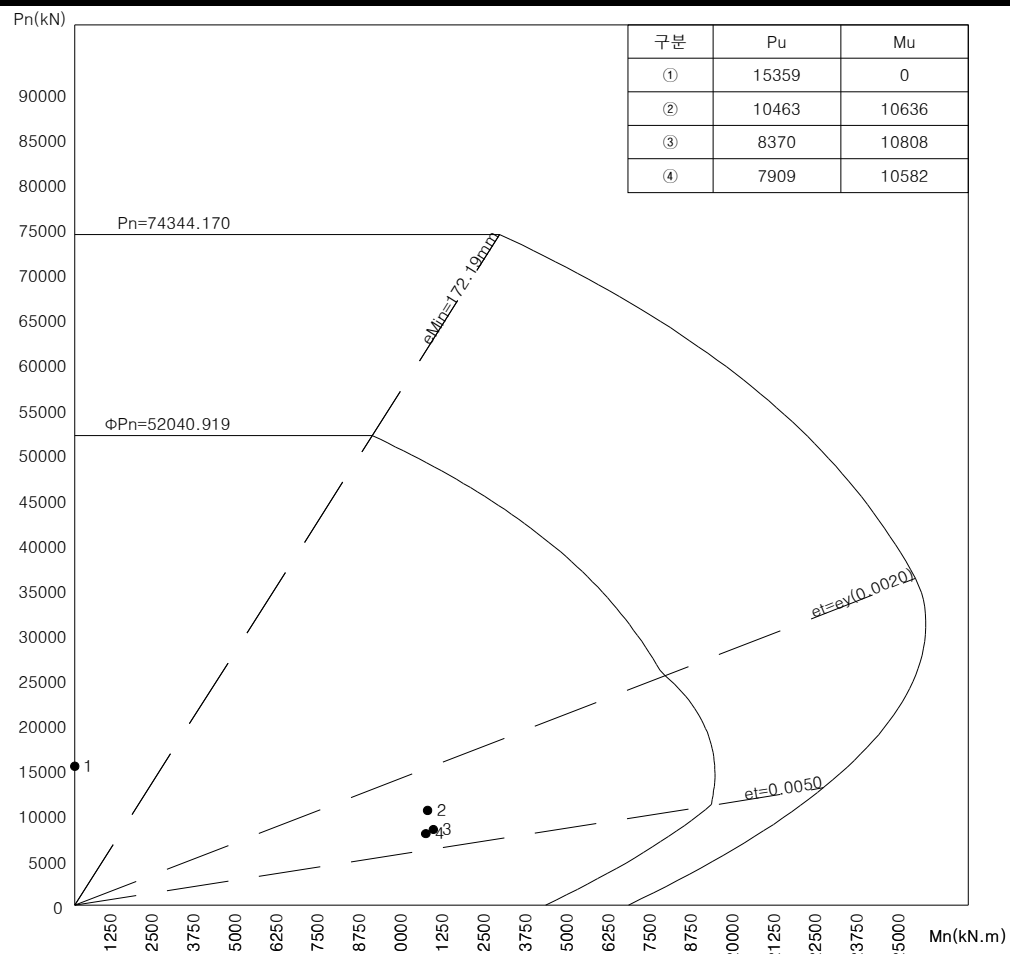
㉞ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max}P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\} = 74344.165 \text{ kN} \geq P_n = 17927.436 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 0.80 \times 17927.436 = 14415.432 \text{ kN} \geq P_u = 7908.600 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 1.338 = 19288.842 \text{ kN.m} \geq M_u = 10582.252 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$$

4) PM 상관도



단면제원

$R = 1000.000 \text{ mm}$
 $D = 1885.263 \text{ mm}$
 $A_g = 3141592.654 \text{ mm}^2$
 $A_{eff} = 1570796.327 \text{ mm}^2$

사용 철근

$A_{st} = 55246.400 \text{ mm}^2$
 $P_{use} = 0.01759$
 1단 : H29-43Ea
 2단 : H29-43Ea

9.3 합성부재력 검토

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pu(kN)	Mx(kN.m)	My(kN.m)	M2(kN.m)	비 고
UL01	-15358.800	0.000	1830.982	1830.982	축력최대
UL14	-10463.000	10636.188	14713.079	18154.977	모멘트최대
UL22	-8370.400	4602.183	12470.824	13292.913	탄성설계
UL22	-8370.400	1534.058	5401.843	5615.447	소성설계
UE14	-7908.600	10582.252	14037.181	17579.149	편심최대
UL07	-12314.400	362.048	16866.772	16870.657	모멘트최대
UE26	-7490.100	653.589	13439.796	13455.679	편심최대

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

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

※ 지진시의 조합은 교축직각방향의 부재력을 사용한다.

조합시 교축방향은 내진해석에서 얻은 4468.720 kN.m를 사용하며,

교축직각방향 기둥검토시의 모멘트 확대계수를 적용한다.

$Mx = 4468.720 \times 1.030 = 4602.183 \text{ kN.m}$, 2) 교축직각방향 참조

- 지진시 모멘트(=4468.720) : [5. 하중계산] - 지진에의한 하중 참조

2) 기둥검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.005	0.018	0.060	0.K	52040.916	15358.800	1830.982	3.388	0.K
모멘트최대	0.005	0.018	0.060	0.K	11050.583	10463.000	18154.977	1.056	0.K
탄성설계	0.005	0.018	0.060	0.K	14507.652	8370.400	13292.913	1.733	0.K
편심최대	0.005	0.018	0.060	0.K	8148.796	7908.600	17579.149	1.030	0.K
모멘트최대	0.005	0.018	0.060	0.K	14080.379	12314.400	16870.657	1.143	0.K
편심최대	0.005	0.018	0.060	0.K	10583.962	7490.100	13455.679	1.413	0.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 9, UL001)

【 기둥 : 하부 , 1/7 】

㉔ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$, $\theta=90.000^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1885.263	15358.800	1830.982	119.214

㉕ 철근비 검토

$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2$, $A_{st} = 55246.40 \text{ mm}^2$, $P_{use} = 0.01759$

- 1단 : H29 - 43EA ($A_s=27623.200 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H29 - 43EA ($A_s=27623.200 \text{ mm}^2$), $d_2 = 129.000 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0176) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore 0.K$

$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g$, $A_{eff} = P_u / \{\Psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y)\} = 1017678.240 \text{ mm}^2$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉖ 평형하중 산정

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1131.158 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 961.484 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1493840.504 = 34283.640 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 8372.531 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 6417.951 \text{ kN}$

$P_b = 34283.640 + 8372.531 - 6417.951 = 36238.219 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times -480.742 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 25330.744 \text{ kN.m}$

$e_b > e \rightarrow$ 압축 파괴 ($e_b = M_b/P_b = 699.006 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 119.214 \text{ mm}$)

㉗ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 2027.845 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1723.669 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 2879481.883 = 66084.109 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 13513.852 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 0.000 \text{ kN}$

$P_n = 66084.109 + 13513.852 - 0.000 = 79597.961 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 937.988 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 9488.954 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 119.211)| = 0.0028 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉘ 강도감소계수(Φ) 산정

$d_t = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm}$

$c = 2027.845 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1723.669 \text{ mm}$

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

$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 2027.85) / 2027.85 = -0.00019$

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

㉙ 축방향력 및 휨에대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\} = 74344.165 \text{ kN} < P_n = 79597.961 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.70 \times 74344.165 = 52040.916 \text{ kN} \geq P_u = 15358.800 \text{ kN} \therefore 0.K$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.119 = 6203.998 \text{ kN.m} \geq M_u = 1830.982 \text{ kN.m} \therefore 0.K$

② 모멘트최대 : (부재 9, UL014)

【 기동 : 하부 , 2/7 】

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$, $\theta=54.137^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1885.263	10463.000	18154.977	1735.160

㉡ 철근비 검토

$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2$, $A_{st} = 55246.40 \text{ mm}^2$, $P_{use} = 0.01759$

- 1단 : H29 - 43EA ($A_s=27623.200 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H29 - 43EA ($A_s=27623.200 \text{ mm}^2$), $d_2 = 129.000 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0176) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore \text{O.K}$

$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g$, $A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \times f_{ck} + 0.01 \times f_y) \} = 693281.209 \text{ mm}^2$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉢ 평형하중 산정

$cb = 600 / (600 + f_y) \times d = 1131.158 \text{ mm}$, $ab = k_1 \times cb = 961.484 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1493840.504 = 34283.640 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 8372.531 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 6417.951 \text{ kN}$

$P_b = 34283.640 + 8372.531 - 6417.951 = 36238.219 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times -480.742 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 25330.744 \text{ kN.m}$

$eb < e \rightarrow$ 인장 파괴 ($eb = M_b/P_b = 699.006 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 1735.160 \text{ mm}$)

㉣ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 712.365 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 605.511 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 802816.107 = 18424.630 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 6034.948 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 11458.892 \text{ kN}$

$P_n = 18424.630 + 6034.948 - 11458.892 = 13000.685 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 947.107 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 22558.156 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (=1735.151)| = 0.0086 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉤ 강도감소계수(Φ) 산정

$dt = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm}$

$c = 712.365 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 605.511 \text{ mm}$

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

$\epsilon_t = 0.00300 \times (dt-c) / c = 0.00300 \times (1900.00-712.37) / 712.37 = 0.00500$

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

㉥ 축방향력 및 휨에대한 검토

$\text{Max}P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 74344.165 \text{ kN} \geq P_n = 13000.685 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.85 \times 13000.685 = 11050.583 \text{ kN} \geq P_u = 10463.000 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 1.735 = 19174.527 \text{ kN.m} \geq M_u = 18154.977 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

③ 탄성설계 : (부재 9, UL022)

【 기둥 : 하부 , 3/7 】

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=1.00$, $\theta=69.744^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1885.263	8370.400	13292.913	1588.086

㉡ 철근비 검토

$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2$, $A_{st} = 55246.40 \text{ mm}^2$, $P_{use} = 0.01759$

- 1단 : H29 - 43EA ($A_s=27623.200 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H29 - 43EA ($A_s=27623.200 \text{ mm}^2$), $d_2 = 129.000 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0176) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore \text{O.K}$

$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g$, $A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \times f_{ck} + 0.01 \times f_y) \} = 554624.967 \text{ mm}^2$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉢ 평형하중 산정

$cb = 600 / (600 + f_y) \times d = 1131.158 \text{ mm}$, $ab = k_1 \times cb = 961.484 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1493840.504 = 34283.640 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 8372.531 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 6417.951 \text{ kN}$

$P_b = 34283.640 + 8372.531 - 6417.951 = 36238.219 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times -480.742 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 25330.744 \text{ kN.m}$

$eb < e \rightarrow$ 인장 파괴 ($eb = M_b/P_b = 699.006 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 1588.086 \text{ mm}$)

㉣ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 740.804 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 629.684 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 847487.652 = 19449.842 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 6200.701 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 11142.891 \text{ kN}$

$P_n = 19449.842 + 6200.701 - 11142.891 = 14507.652 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 945.386 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 23039.364 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 1588.084)| = 0.0022 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉤ 축방향력 및 휨에대한 검토

$\text{Max}P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck}(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}\} = 74344.165 \text{ kN} \geq P_n = 14507.652 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 1.00 \times 14507.652 = 14507.652 \text{ kN} \geq P_u = 8370.400 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 1.588 = 23039.396 \text{ kN.m} \geq M_u = 13292.913 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

④ 편심최대 : (부재 9, UE014)

【 기동 : 하부 , 5/7 】

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$, $\theta=52.988^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1885.263	7908.600	17579.149	2222.789

㉡ 철근비 검토

$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2$, $A_{st} = 55246.40 \text{ mm}^2$, $P_{use} = 0.01759$

- 1단 : H29 - 43EA ($A_s=27623.200 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H29 - 43EA ($A_s=27623.200 \text{ mm}^2$), $d_2 = 129.000 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0176) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore \text{O.K}$

$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g$, $A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \times f_{ck} + 0.01 \times f_y) \} = 524025.974 \text{ mm}^2$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉢ 평형하중 산정

$cb = 600 / (600 + f_y) \times d = 1131.158 \text{ mm}$, $ab = k_1 \times cb = 961.484 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1493840.504 = 34283.640 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 8372.531 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 6417.951 \text{ kN}$

$P_b = 34283.640 + 8372.531 - 6417.951 = 36238.219 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times -480.742 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 25330.744 \text{ kN.m}$

$eb < e \rightarrow$ 인장 파괴 ($eb = M_b/P_b = 699.006 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 2222.789 \text{ mm}$)

㉣ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 647.269 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 550.179 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 702512.164 = 16122.654 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 5619.789 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 12155.624 \text{ kN}$

$P_n = 16122.654 + 5619.789 - 12155.624 = 9586.819 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 951.181 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 21309.495 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 2222.791)| = 0.0020 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉤ 강도감소계수(Φ) 산정

$dt = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm}$

$c = 647.269 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 550.179 \text{ mm}$

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

$\epsilon_t = 0.00300 \times (dt - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 647.27) / 647.27 = 0.00581$

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

㉥ 축방향력 및 휨에대한 검토

$\text{Max}P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 74344.165 \text{ kN} \geq P_n = 9586.819 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.85 \times 9586.819 = 8148.796 \text{ kN} \geq P_u = 7908.600 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 2.223 = 18113.055 \text{ kN.m} \geq M_u = 17579.149 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

⑤ 모멘트최대 : (부재 9, UL007)

【 기둥 : 하부 , 6/7 】

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$, $\theta=88.770^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1885.263	12314.400	16870.657	1369.994

㉡ 철근비 검토

$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2$, $A_{st} = 55246.40 \text{ mm}^2$, $P_{use} = 0.01759$

- 1단 : H29 - 43EA ($A_s=27623.200 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H29 - 43EA ($A_s=27623.200 \text{ mm}^2$), $d_2 = 129.000 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0176) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore 0.K$

$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g$, $A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \times f_{ck} + 0.01 \times f_y) \} = 815955.473 \text{ mm}^2$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉢ 평형하중 산정

$cb = 600 / (600 + f_y) \times d = 1131.158 \text{ mm}$, $ab = k_1 \times cb = 961.484 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1493840.504 = 34283.640 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 8372.531 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 6417.951 \text{ kN}$

$P_b = 34283.640 + 8372.531 - 6417.951 = 36238.219 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times -480.742 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 25330.744 \text{ kN.m}$

$eb < e \rightarrow$ 인장 파괴 ($eb = M_b/P_b = 699.006 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 1369.994 \text{ mm}$)

㉣ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 795.232 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 675.947 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 934252.715 = 21441.100 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 6539.930 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 10563.140 \text{ kN}$

$P_n = 21441.100 + 6539.930 - 10563.140 = 17417.890 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 942.198 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 23862.582 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 1370.004)| = 0.0100 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉤ 강도감소계수(Φ) 산정

$dt = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm}$

$c = 795.232 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 675.947 \text{ mm}$

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

$\epsilon_t = 0.00300 \times (dt - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 795.23) / 795.23 = 0.00417$

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

$\Phi = 0.700 + (0.0042 - 0.0020) \times (0.850 - 0.700) / (0.00500 - 0.00200) = 0.808$

㉥ 축방향력 및 휨에대한 검토

$\text{Max}P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck}(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}\} = 74344.165 \text{ kN} \geq P_n = 17417.890 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.81 \times 17417.890 = 14080.379 \text{ kN} \geq P_u = 12314.400 \text{ kN} \therefore 0.K$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 1.370 = 19290.038 \text{ kN.m} \geq M_u = 16870.657 \text{ kN.m} \therefore 0.K$

⑥ 편심최대 : (부재 9, UE026)

【 기동 : 하부 , 7/7 】

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$, $\theta=87.216^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1885.263	7490.100	13455.679	1796.462

㉡ 철근비 검토

$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2$, $A_{st} = 55246.40 \text{ mm}^2$, $P_{use} = 0.01759$

- 1단 : H29 - 43EA ($A_s=27623.200 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H29 - 43EA ($A_s=27623.200 \text{ mm}^2$), $d_2 = 129.000 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0176) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore \text{O.K}$

$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g$, $A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \times f_{ck} + 0.01 \times f_y) \} = 496296.051 \text{ mm}^2$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉢ 평형하중 산정

$cb = 600 / (600 + f_y) \times d = 1131.158 \text{ mm}$, $ab = k_1 \times cb = 961.484 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1493840.504 = 34283.640 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 8372.531 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 6417.951 \text{ kN}$

$P_b = 34283.640 + 8372.531 - 6417.951 = 36238.219 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times -480.742 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 25330.744 \text{ kN.m}$

$eb < e \rightarrow$ 인장 파괴 ($eb = M_b/P_b = 699.006 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 1796.462 \text{ mm}$)

㉤ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 701.924 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 596.635 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 786538.673 = 18051.063 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 5965.025 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 11564.368 \text{ kN}$

$P_n = 18051.063 + 5965.025 - 11564.368 = 12451.720 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 947.748 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 22369.123 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 1796.468)| = 0.0066 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉦ 강도감소계수(Φ) 산정

$dt = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm}$

$c = 701.924 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 596.635 \text{ mm}$

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

$\epsilon_t = 0.00300 \times (dt - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 701.92) / 701.92 = 0.00512$

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

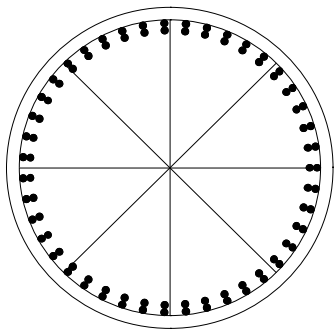
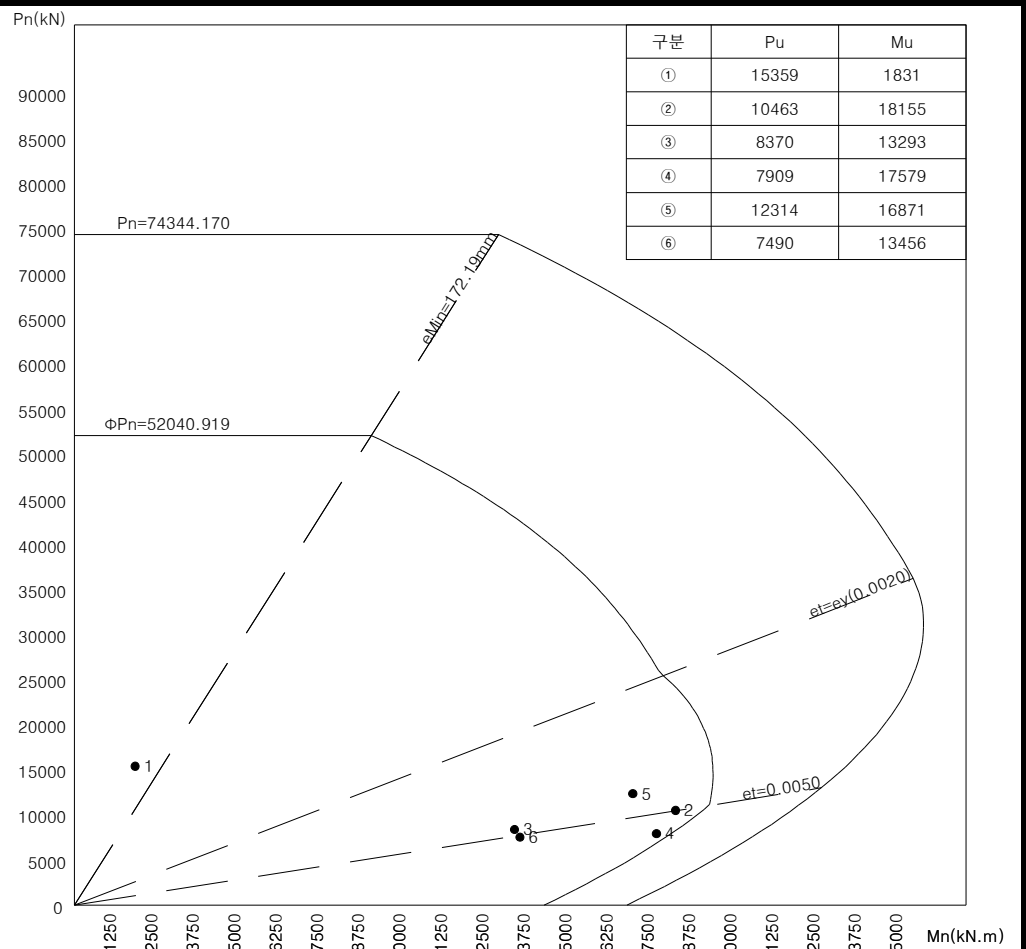
㉧ 축방향력 및 휨에대한 검토

$\text{Max}P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 74344.165 \text{ kN} \geq P_n = 12451.720 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.85 \times 12451.720 = 10583.962 \text{ kN} \geq P_u = 7490.100 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 1.796 = 19013.684 \text{ kN.m} \geq M_u = 13455.679 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

4) PM 상관도



2.000

■ 단면제원

$R = 1000.000$ mm
 $D = 1885.263$ mm
 $A_g = 3141592.654$ mm²
 $A_{eff} = 1570796.327$ mm²

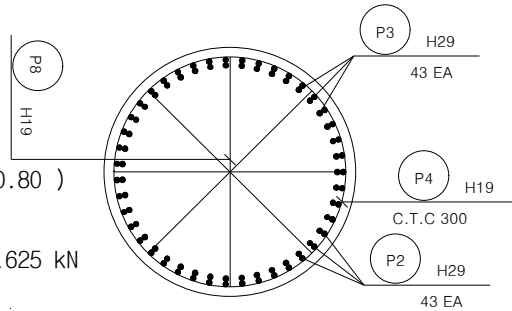
■ 사용 철근

$A_{st} = 55246.400$ mm²
 $P_{use} = 0.01759$
 1단 : H29-43Ea
 2단 : H29-43Ea

9.4 상시 전단설계

(1) 기둥에 발생하는 최대전단력 : UL004, 『기둥부재력 집계』 참조

교축방향 $V = 0.000 \text{ kN}$
 교축직각방향 $V = 945.300 \text{ kN}$
 합성전단력 $V = 945.300 \text{ kN}$
 축방향력 $P = 10881.500 \text{ kN}$



(2) 공칭전단력 $V_n = V_c + V_s$ ($\Phi = 0.80$)

$$V_n = V_{\max} / \Phi = 945.300 / 0.80 = 1181.625 \text{ kN}$$

(3) 압축부재에 의한 콘크리트 전단 V_c 및 필요철근 전단 V_s

① 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 d

$$h = 2000.000 \text{ mm} \quad d' = 114.737 \text{ mm}$$

$$Z_s = \sum (\text{인장철근들의 면적} \times \text{거리}) / \sum (\text{면적})$$

$$= 559.687 \text{ mm}$$

$$d = h/2 + Z_s$$

$$= 2000.000/2 + 559.687$$

$$= 1559.687 \text{ mm}$$

② 압축부재의 콘크리트 전단력 V_c

$$V_c = 1/6 \times (1 + N_u / 14A_g) \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 1/6 \times \{ 1 + 10881.500 \times 1000 / (14 \times 3141592.654) \} \times \sqrt{27.0}$$

$$\times 2000.000 \times 1559.687$$

$$= 3369.815 \text{ kN}$$

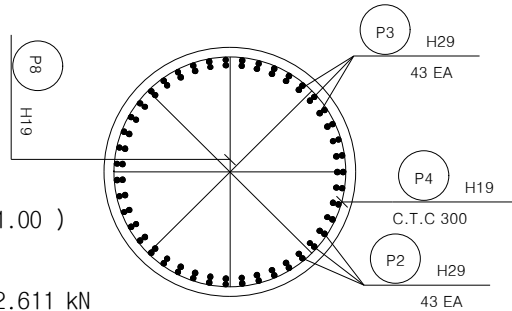
③ 필요철근 전단력 V_s

$$V_c/2 = 1684.907 \text{ kN} \geq V_n \leq V_c = 3369.815 \quad \therefore \text{전단 철근 필요 없음}$$

9.5 지진시 전단설계

(1) 기동에 발생하는 최대전단력 : ULB22, 『기동부재력 집계』 참조

교축방향 $V = 1072.315 \text{ kN}$
 교축직각방향 $V = 449.226 \text{ kN}$
 합성전단력 $V = 1162.611 \text{ kN}$
 축방향력 $P = 8370.400 \text{ kN}$



(2) 공칭전단력 $V_n = V_c + V_s$ ($\Phi = 1.00$)

$$V_n = V_{\max} / \Phi = 1162.611 / 1.00 = 1162.611 \text{ kN}$$

(3) 압축부재에 의한 콘크리트 전단 V_c 및 필요철근 전단 V_s

① 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 d

$$h = 2000.000 \text{ mm} \quad d' = 114.737 \text{ mm}$$

$$Z_s = \sum (\text{인장철근들의 면적} \times \text{거리}) / \sum (\text{면적})$$

$$= 559.687 \text{ mm}$$

$$d = h/2 + Z_s$$

$$= 2000.000/2 + 559.687$$

$$= 1559.687 \text{ mm}$$

② 압축부재의 콘크리트 전단력 V_c

$$V_c = 1/6 \times \{ 10 \times P_u / (f_{ck} \times A_g) \} \times (1 + P_u / 14A_g) \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 1/6 \times \{ 10 + 8370.400 \times 1000 / (27.0 \times 3141592.654) \}$$

$$\times \{ 1 + 8370.400 / (14 \times 3141592.654) \} \times \sqrt{27.0} \times 2000.000 \times 1559.687$$

$$= 3173.159 \text{ kN}$$

③ 필요철근 전단력 V_s

$$V_c/2 = 1586.579 \text{ kN} > V_n = 1162.611 \text{ kN} \quad \therefore \text{전단철근 불필요}$$

9.6 기둥의 횡방향 철근 간격 검토

① 단부구역과 소성힌지구역의 심부구속 철근의 설치 [도로교설계기준 6.8.3.2]

캔틸레버로 거동하는 기둥의 하단과 골조로 거동하는 기둥의 하단과 상단을 단부구역으로 한다.
단부구역의 길이는 기둥의 최대 단면치수, 기둥 순높이의 1/6,
450mm 중 가장 큰 값 이상이어야 한다.

$$- \text{기둥의 최대단면치수 } D = 2000.0 \text{ mm}$$

$$- \text{기둥 순높이의 } 1/6 = 8337.0 / 6 = 1389.5 \text{ mm}$$

$$\therefore 2000.0 \text{ mm} = 2.000 \text{ m}$$

② 단부구역 및 소성힌지구역의 횡방향철근의 간격 [도로교설계기준 6.8.3.3]

횡방향철근의 간격은 부재최소단면치수의 1/4, 축방향 철근지름의 6배 이하이어야 한다.

$$- \text{기둥의 최소단면치수 } D / 4 = 2000.0 / 4 = 500.0 \text{ mm}$$

$$- \text{축방향 철근지름 } 6 \times d = 6 \times 29.0 = 174.0 \text{ mm}$$

$$\therefore 174.0 \text{ mm} = 0.174 \text{ m}$$

③ 심부구속 및 단부구역의 횡방향 철근의 설치 [도로교설계기준 6.8.3.3]

심부구속 및 단부구역의 횡방향 철근은 인접부재와의 연결면으로부터 기둥 치수의
0.5배까지 연장해서 설치해야 하나 그 길이가 380 mm 작아서는 안된다.

$$- \text{기둥 치수의 } 0.5\text{배 이상 연장} : 0.5 \times D = 1000.0 \text{ mm}$$

$$\therefore 1000.0 \text{ mm} = 1.000 \text{ m}$$

④ 단부구역 이외의 위치에서 겹침이음 적용시 횡방향 철근의 간격 [도로교설계기준 6.8.3.3]

$$- \text{기둥의 최소단면치수 } D / 4 = 2000.0 / 4 = 500.0 \text{ mm}$$

$$- 100.0 \text{ mm}$$

$$\therefore 500.0 \text{ mm} = 0.500 \text{ m}$$

10. 기 초 설 계

10.1 교축직각방향

1) 기초 안정검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vx(kN)	My(kN)	ΣV (kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
SV005	10452.900	586.900	8354.800	13640.400	57971.700	9528.600	축력최대
SV007	9472.600	586.900	12338.700	12660.100	53805.425	13512.500	모멘트최대
SV015	8370.400	727.200	11429.100	11557.900	49121.075	12883.500	편심최대
SV022	8370.400	993.676	12109.170	11557.900	49121.075	14096.522	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

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

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

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

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

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 전도에 대한 안정

- 직접기초에 작용하는 하중의 합력이 작용하는 위치는 평상시에는 바닥판 중심으로부터 바닥판 폭의 1/6이내, 지진시와 폭풍시에는 바닥판 폭의 1/3이내에 있어야 한다.

[도로교설계기준 5.6.2]

- 평상시 전도에 대한 저항모멘트는 전도모멘트의 2.0배 이상이어야 한다.
- 지진시 전도에 대한 저항모멘트는 전도모멘트의 1.5배 이상이어야 한다.

구 분	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	V(kN)	S.F	e(m)	허용폭(m)	비고
SV005	57971.700	9528.600	13640.400	6.084	0.699	1.417	0.K
SV007	53805.425	13512.500	12660.100	3.982	1.067	1.417	0.K
SV015	49121.075	12883.500	11557.900	3.813	1.115	1.417	0.K
SV022	49121.075	14096.522	11557.900	3.485	1.220	2.833	0.K

註) B : 기초의 폭원 (8.500m), $M = Mr - Mo$, $e = B/2 - M/V$

$$S.F = Mr/Mo \geq 2.00 \text{ (평상시)}, \geq 1.50 \text{ (지진시)}, \geq 1.50 \text{ (폭풍시)}$$

③ 활동에 대한 안정

직접기초 바닥면에서의 전단지반반력은 바닥면 아래 기초지반의 허용전단저항력 이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]

$$H_u = C_b A + V \tan \phi_b$$

Hu : 기초저면과 지반과의 사이에 작용하는 전단 저항력(kN)

Cb : 기초저면과 지반과의 부착력(kN/m²)

Φb : 기초저면과 지반과의 마찰각(degree)

A' : 기초저면의 유효재하면적(m²)

V : 기초저면에 작용하는 연직하중(kN), 다만 부력을 뺀 값으로 한다.

구 분	V(kN)	Hu(kN)	H(kN)	S.F	허용안전율	비고
SV005	13640.400	8184.240	586.900	13.945	1.500	0.K
SV007	12660.100	7596.060	586.900	12.943	1.500	0.K
SV015	11557.900	6934.740	727.200	9.536	1.500	0.K
SV022	11557.900	6934.740	993.676	6.979	1.200	0.K

註) $\tan \Phi_b = 0.600$, $C_b = 0$, 암과 콘크리트 [도로설계편람 509-22]

S.F = $H_u/H \geq 1.50$ (평상시), ≥ 1.20 (지진시), ≥ 1.20 (폭풍시)

④ 지지력에 대한 안정

직접기초 바닥면에서의 연직지반반력은 기초 바닥아래 지지지반의 허용연직지지력 이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	Qa(kN)	비고
SV005	13640.400	48443.100	0.699	319.474	108.460	694.000	0.K
SV007	12660.100	40292.925	1.067	348.209	48.970	694.000	0.K
SV015	11557.900	36237.575	1.115	323.955	38.646	694.000	0.K
SV022	11557.900	35024.553	1.220	337.386	25.214	1041.000	0.K

註) B : 기초의 폭원 (8.500m), $M = M_r - M_o$, $e = B/2 - M/V$

- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{\max} = \frac{V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right), Q_{\min} = \frac{V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right)$$

: 저면반력의 작용폭($x = 3 \cdot [B/2 - e]$)이 B보다 큰 경우 SV005, SV007, SV015, SV022

※ 허용지지력은 『별첨자료』에서 계산된 값과 기초의 최대허용지지력중 작은 값을 사용한다.

- 지반의 허용연직지지력 산정은 『별첨자료』를 참조.

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

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

$$\beta \lambda \leq 1.0$$

여기서

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

k : kv - 직접기초인 경우, kp - 말뚝기초인 경우

kv : 연직방향 지반반력계수 (kN/m³)

$$= 3333.333 \times (\sqrt{(7.500 \times 8.500) / 0.3})^{\frac{3}{4}} = 284.482 \text{ kN/m}^3$$

$$k_v = k_{vo} \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{\frac{3}{4}}$$

$$K_{vo} = 1/0.3 \times \alpha \times E_o = 1/0.3 \times 1.000 \times 1000.000 = 3333.33 \text{ kN/m}^3$$

L : 확대기초의 길이 (= 8.500 m)

B : 확대기초의 폭 (= 7.500 m)

E : 확대기초의 탄성계수 (= 27804000.000 kN/m²)

h : 확대기초의 평균두께 (= 2.000 m)

λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

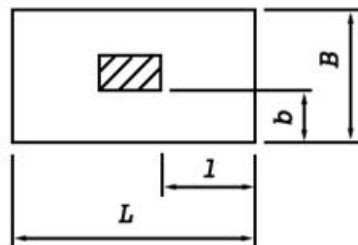
$$\beta = \sqrt[4]{\{(3 \times 284.482) / (27804000.000 \times 2.000^3)\}} = 0.044 (m^{-1})$$

* 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우

$$\lambda = \max(l, b) = \max(2.750, 3.250) = 3.250$$

$$\text{다만, } l \geq L/20 \text{이면 } l = L/2 = 4.250$$

$$b \geq B/20 \text{이면 } b = B/2 = 4.250$$



$$\beta \lambda = 0.044 \times 3.250 = 0.144 \leq 1.0, \therefore O.K$$

2) 기초 단면검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vx(kN)	My(kN)	ΣV(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
UL001	15358.800	202.600	1790.700	19502.550	82885.838	2195.900	축력최대
UL007	12314.400	763.000	16040.300	16458.150	69947.138	17566.300	모멘트최대
UE026	7490.100	872.600	13171.000	10358.850	44025.113	14916.200	편심최대
UL022	8370.400	993.676	12109.170	11557.900	49121.075	14096.522	지진시
SV005	10452.900	586.900	8354.800	13640.400	57971.700	9528.600	축력최대
SV007	9472.600	586.900	12338.700	12660.100	53805.425	13512.500	모멘트최대
SV015	8370.400	727.200	11429.100	11557.900	49121.075	12883.500	편심최대
SV022	8370.400	993.676	12109.170	11557.900	49121.075	14096.522	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

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

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

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

$$M_o = |M_y + V_x \times h|, \quad h = 2.000 \text{ mm}$$

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 지반지지력 산정

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	X(m)
UL001	19502.550	80689.938	0.113	2476.776	2112.059	8.500
UL007	16458.150	52380.838	1.067	3395.046	477.460	8.500
UE026	10358.850	29108.913	1.440	2457.570	0.000	8.430
UL022	11557.900	35024.553	1.220	2530.398	189.108	8.500
SV005	13640.400	48443.100	0.699	2396.055	813.451	8.500
SV007	12660.100	40292.925	1.067	2611.569	367.278	8.500
SV015	11557.900	36237.575	1.115	2429.663	289.843	8.500
SV022	11557.900	35024.553	1.220	2530.398	189.108	8.500

註) B : 기초의 폭원 (8.500m), $M = M_r - M_o$, $e = B/2 - M/V$

- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{\max} = \frac{V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right), \quad Q_{\min} = \frac{V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right)$$

: 저면반력의 작용폭($x = 3 \cdot [B/2 - e]$)이 B보다 큰 경우

=>SV005, SV007, SV015, SV022, UL001, UL007, UL022

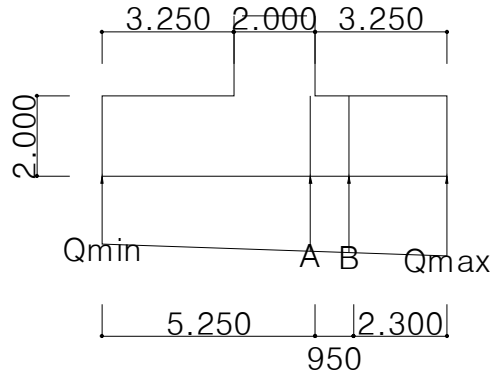
- 하중의 작용위치가 저면 핵 외에 있는 경우 (삼각형 분포)

$$Q_{\max} = \frac{2V}{Lx}$$

: 저면반력의 작용폭($x = 3 \cdot [B/2 - e]$)이 B보다 작은 경우

=>UE026

③ 기초의 단면력 계산



㉠ 기초자중에 의한 단면력

$$V_b = 2.300 \times 2.000 \times 7.500 \times 25.000 = 862.500 \text{ kN}$$

$$M_a = 3.364 \times 2.000 \times 7.500 \times 25.000 \times 3.364/2 = 2121.843 \text{ kN.m}$$

㉡ 지반반력에 의한 단면력

$$M_a = Q_a \times 3.364^2 / 2 + (Q_{\max} - Q_a) / 2 \times 3.364^2 \times 2/3$$

㉢ 사용하중 단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에 의한 단면력		사용하중 단면력	
	Qmax(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
SV005	2396.055	1769.716	1967.821	5018.458	12376.148	4155.958	10254.305
SV007	2611.569	1723.358	2004.290	5308.238	13101.665	4445.738	10979.822
SV015	2429.663	1582.798	1850.653	4922.363	12150.378	4059.863	10028.535
SV022	2530.398	1603.798	1896.873	5091.362	12569.977	4228.862	10448.134

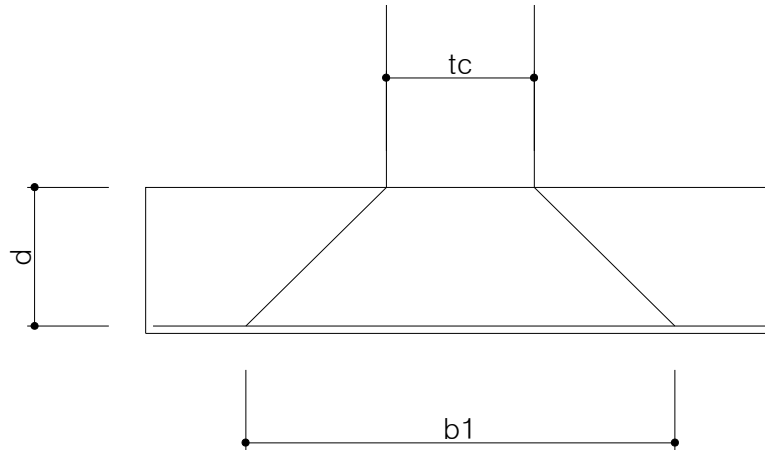
※ 사용하중단면력 = 지반반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력

㉣ 계수하중 단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에 의한 단면력		계수단면력	
	Qmax(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
UL001	2476.776	2332.434	2378.088	5583.094	13741.972	4461.844	10983.577
UL007	3395.046	2240.368	2605.582	6900.722	17032.195	5779.472	14273.799
UE026	2457.570	1476.892	1787.071	4881.337	12055.900	4105.087	10146.242
UL022	2530.398	1603.798	1896.873	5091.362	12569.977	4228.862	10448.134

※ 계수단면력 = 지반반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력 x 사하중계수

④ 2방향 직사각형 확대기초의 휨철근배치 : [도로교 설계기준] 5.4.5.5



$$b = tc + 2 \cdot d \leq B$$

b : 유효폭
 B : 확대기초 전폭
 tc : 교각구체폭
 d : 확대기초 유효높이

㉠ 긴 변 방향의 휨철근은 전폭에 걸쳐 등간격으로 배치하여야 한다.

㉡ 짧은 변 방향의 휨철근은 아래식으로 결정되는 철근량을 확대기초의 짧은 변의 폭만큼의 중심구간 폭에 걸쳐 균등하게 배치하여야 하며, 중심구간폭은 중심선은 기둥 또는 교각의 중심선으로 한다.

나머지 철근량은 기초 중심구간 폭의 외측부분에 균등하게 배치하여야 한다.

$$A_{s,m} = \frac{2}{1 + \beta} A_{s,s}$$

$A_{s,s}$: 기초 짧은 변 방향에 대하여 필요한 총 철근량 (= 15197.245 mm² , 기초단면 검토 참조)

β : 확대기초의 짧은 변에 대한 긴 변의 비 (= 8.500/7.500 = 1.133)

$$A_{s,m} = 2 / (1 + 1.133) \times 15197.245 = 14247.417 \text{ mm}^2$$

→ 유효폭내에 배치된 철근량은 18225.579 mm² 이므로 위 조건에 만족한다.

: 사용철근 = D22 - 69EA ∴ O.K

1) 단면 검토 : 교각-지점부

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
7500.00	2000.00	1900.00	100.00	14273.80	5779.47

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 29895.300 \times 400.00 = 11958120.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 7500.000 = 172125.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 69.473 \text{ mm, } c = 69.473 / \beta_1 = 69.473 / 0.85 = 81.733 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 81.733) / 81.733 = 0.06674$$

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

* 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 22402.587 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 29895.3 mm^2 (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.334]

1단 : H25 - 59.0 EA (= 29895.3 mm^2)

* 철근비 검토

$$A_{s,temp} = 0.0015 \times 7500.0 \times 1200.0 = 13500.000 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,req} = 22402.587 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{min} = \text{Max}(22402.587, 13500.000) / b d = 0.00157$$

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

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00210$$

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

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 69.473 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 29895.300 \times 400 \times (1900.00 - a/2) = 18959.286 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 14273.799 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 1.328]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 1900.00 \text{ mm}$)

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

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27 \times 7500.00 \times 1900.00} = 9872.690 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 5779.472 \text{ kN}) , \text{ 전단보강 불필요.}$$

- 수평철근 검토

* 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

단, 단위M당 1800 mm² 이하

사용철근량 : H22 - 69.0 EA

$$H22 - 35.0 EA = 40258.400 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 0.0015 \times 2000.0 \times 8500.0 = 25500.0 \text{ mm}^2 < 40258.4 \text{ mm}^2$$

$$(40258.400 / 8.500) = 4736.282 \text{ mm}^2 > (1800 \text{ mm}^2)$$

필요철근량이 1800mm²보다 클경우 수축, 온도 철근 단면적을 단위 m당

1800mm²보다 크게 취할 필요가 없다.

∴ O.K

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

$$\text{사용철근량} : H22 - 69.0 EA = 13548.500 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 300.000 \times 8.500 = 2550.000 \text{ mm}^2 < 13548.500 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

- 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi / 3)] = 10979.822 \times 1000000 / [29895.300 \times (1900.000 - 298.911/3)] \\ = 204.001 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 29895.300 / 7500.0 + 7 \times 29895.300 / 7500.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 7500.0 \times 1900.0 / (7 \times 29895.300))]}$$

$$= 298.911 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 29895.3 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 100.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : H25 - 59.0 EA (= 29895.3 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

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

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

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 204.00) - 2.5 \times 87.50 = 167.28 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 204.00) = 308.82 \text{ mm}$$

Sa는 작은 값인 167.28 mm 를 적용

$$S = 7500.00 / 59.0 EA = 127.12 \leq S_a (= 167.28 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

10.2 교축방향

1) 기초 안정검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vy(kN)	Mx(kN)	ΣV (kN)	Mr (kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
SVB16	10452.900	723.300	8078.000	13640.400	51151.500	9524.600	축력최대
SVB14	8370.400	751.800	8347.300	11557.900	43342.125	9850.900	모멘트최대
SVB14	8370.400	751.800	8347.300	11557.900	43342.125	9850.900	편심최대
SVB22	8370.400	1072.315	10559.380	11557.900	43342.125	12704.010	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

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

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

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

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

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 전도에 대한 안정

- 직접기초에 작용하는 하중의 합력이 작용하는 위치는 평상시에는 바닥판 중심으로부터 바닥판 폭의 1/6이내, 지진시와 폭풍시에는 바닥판 폭의 1/3이내에 있어야 한다.

[도로교설계기준 5.6.2]

- 평상시 전도에 대한 저항모멘트는 전도모멘트의 2.0배 이상이어야 한다.
- 지진시 전도에 대한 저항모멘트는 전도모멘트의 1.5배 이상이어야 한다.

구 분	Mr (kN.m)	Mo(kN.m)	V(kN)	S.F	e(m)	허용폭(m)	비고
SVB16	51151.500	9524.600	13640.400	5.370	0.698	1.250	0.K
SVB14	43342.125	9850.900	11557.900	4.400	0.852	1.250	0.K
SVB14	43342.125	9850.900	11557.900	4.400	0.852	1.250	0.K
SVB22	43342.125	12704.010	11557.900	3.412	1.099	2.500	0.K

註) B : 기초의 폭원 (7.500m), $M = Mr - Mo$, $e = B/2 - M/V$

$$S.F = Mr/Mo \geq 2.00 \text{ (평상시)}, \geq 1.50 \text{ (지진시)}, \geq 1.50 \text{ (폭풍시)}$$

③ 활동에 대한 안정

직접기초 바닥면에서의 전단지반반력은 바닥면 아래 기초지반의 허용전단저항력 이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]

$$H_u = C_b A + V \tan \phi_b$$

Hu : 기초저면과 지반과의 사이에 작용하는 전단 저항력(kN)

Cb : 기초저면과 지반과의 부착력(kN/m²)

Φb : 기초저면과 지반과의 마찰각(degree)

A' : 기초저면의 유효재하면적(m²)

V : 기초저면에 작용하는 연직하중(kN), 다만 부력을 뺀 값으로 한다.

구 분	V(kN)	Hu(kN)	H(kN)	S.F	허용안전율	비고
SVB16	13640.400	8184.240	723.300	11.315	1.500	0.K
SVB14	11557.900	6934.740	751.800	9.224	1.500	0.K
SVB14	11557.900	6934.740	751.800	9.224	1.500	0.K
SVB22	11557.900	6934.740	1072.315	6.467	1.200	0.K

註) $\tan \Phi_b = 0.600$, $C_b = 0$, 암과 콘크리트 [도로설계편람 509-22]

S.F = $H_u/H \geq 1.50$ (평상시), ≥ 1.20 (지진시), ≥ 1.20 (폭풍시)

④ 지지력에 대한 안정

직접기초 바닥면에서의 연직지반반력은 기초 바닥아래 지지지반의 허용연직지지력 이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	Qa(kN)	비고
SVB16	13640.400	41626.900	0.698	333.491	94.443	694.000	0.K
SVB14	11557.900	33491.225	0.852	304.920	57.681	694.000	0.K
SVB14	11557.900	33491.225	0.852	304.920	57.681	694.000	0.K
SVB22	11557.900	30638.115	1.099	340.723	21.878	1041.000	0.K

註) B : 기초의 폭원 (7.500m), $M = M_r - M_o$, $e = B/2 - M/V$

- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{\max} = \frac{V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right), Q_{\min} = \frac{V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right)$$

: 저면반력의 작용폭($x = 3*[B/2-e]$)이 B보다 큰 경우SVB16, SVB14, SVB14, SVB22

※ 허용지지력은 『별첨자료』에서 계산된 값과 기초의 최대허용지지력중 작은 값을 사용한다.

- 지반의 허용연직지지력 산정은 『별첨자료』를 참조.

2) 기초 단면검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vy(kN)	Mx(kN)	ΣV (kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
ULB01	15358.800	0.000	0.000	19502.550	73134.563	0.000	축력최대
ULB14	10463.000	939.700	10434.100	14447.375	54177.656	12313.500	모멘트최대
UEB14	7908.600	939.700	10434.100	10936.725	41012.719	12313.500	편심최대
ULB22	8370.400	1072.315	10559.380	11557.900	43342.125	12704.010	지진시
SVB16	10452.900	723.300	8078.000	13640.400	51151.500	9524.600	축력최대
SVB14	8370.400	751.800	8347.300	11557.900	43342.125	9850.900	모멘트최대
SVB14	8370.400	751.800	8347.300	11557.900	43342.125	9850.900	편심최대
SVB22	8370.400	1072.315	10559.380	11557.900	43342.125	12704.010	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

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

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

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

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

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 지반지지력 산정

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	X(m)
ULB01	19502.550	73134.563	0.000	2600.340	2600.340	7.500
ULB14	14447.375	41864.156	0.852	3239.757	612.877	7.500
UEB14	10936.725	28699.219	1.126	2771.670	144.790	7.500
ULB22	11557.900	30638.115	1.099	2896.148	185.959	7.500
SVB16	13640.400	41626.900	0.698	2834.677	802.763	7.500
SVB14	11557.900	33491.225	0.852	2591.816	490.291	7.500
SVB14	11557.900	33491.225	0.852	2591.816	490.291	7.500
SVB22	11557.900	30638.115	1.099	2896.148	185.959	7.500

註) B : 기초의 폭원 (7.500m), $M = Mr - Mo$, $e = B/2 - M/V$

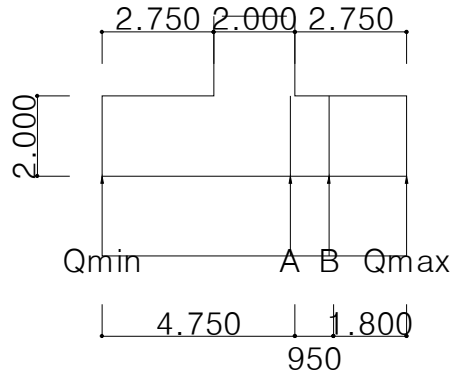
- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{\max} = \frac{V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right), \quad Q_{\min} = \frac{V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right)$$

: 저면반력의 작용폭($x = 3 \cdot [B/2 - e]$)이 B보다 큰 경우

=>SVB16, SVB14, SVB14, SVB22, ULB01, ULB14, UEB14, ULB22

③ 기초의 단면력 계산



㉠ 기초자중에 의한 단면력

$$V_b = 1.800 \times 2.000 \times 8.500 \times 25.000 = 765.000 \text{ kN}$$

$$M_a = 2.864 \times 2.000 \times 8.500 \times 25.000 \times 2.864/2 = 1743.030 \text{ kN.m}$$

㉡ 지반반력에 의한 단면력

$$M_a = Q_a \times 2.864^2 / 2 + (Q_{\max} - Q_a) / 2 \times 2.864^2 \times 2/3$$

㉢ 사용하중 단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에 의한 단면력		사용하중 단면력	
	Qmax(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
SVB16	2834.677	2058.757	2347.018	4663.526	10564.967	3898.526	8821.937
SVB14	2591.816	1789.314	2087.450	4211.339	9532.593	3446.339	7789.563
SVB14	2591.816	1789.314	2087.450	4211.339	9532.593	3446.339	7789.563
SVB22	2896.148	1861.217	2245.702	4627.665	10462.984	3862.665	8719.954

※ 사용하중단면력 = 지반반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력

㉣ 계수하중 단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에 의한 단면력		계수단면력	
	Qmax(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
ULB01	2600.340	2600.340	2600.340	4680.612	10664.639	3686.112	8398.700
ULB14	3239.757	2236.639	2609.305	5264.156	11915.700	4307.906	9736.912
UEB14	2771.670	1768.552	2141.219	4421.600	9995.961	3694.850	8340.082
ULB22	2896.148	1861.217	2245.702	4627.665	10462.984	3862.665	8719.954

※ 계수단면력 = 지반반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력 x 사하중계수

1) 단면 검토 : 교축방향

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
8500.00	2000.00	1900.00	100.00	9736.91	4307.91

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 26709.900 \times 400.00 = 10683960.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 8500.000 = 195075.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 54.768 \text{ mm, } c = 54.768 / \beta_1 = 54.768 / 0.85 = 64.433 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 64.433) / 64.433 = 0.08546$$

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

* 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 15197.245 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 26709.9 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.758]

1단 : H22 - 69.0 EA (= 26709.9 mm²)

* 철근비 검토

$$A_{s,temp} = 0.0015 \times 8500.0 \times 1200.0 = 15300.000 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,req} = 15197.245 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{min} = \text{Max}(15197.245, 15300.000) / b d = 0.00095$$

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

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00165$$

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

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 54.768 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 26709.900 \times 400 \times (1900.00 - a/2) = 17005.909 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 9736.912 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K} \quad [\text{안전률 } 1.747]$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 1900.00 \text{ mm}$)

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

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 8500.00 \times 1900.00 = 11189.048 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 4307.906 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

- 수평철근 검토

* 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

단, 단위M당 1800 mm² 이하

사용철근량 : H25 - 59.0 EA

$$H25 - 30.0 EA = 45096.300 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 0.0015 \times 2000.0 \times 7500.0 = 22500.0 \text{ mm}^2 < 45096.3 \text{ mm}^2$$

$$(45096.300 / 7.500) = 6012.840 \text{ mm}^2 > (1800 \text{ mm}^2)$$

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 : H25 - 59.0 EA = 15201.000 mm²

$$\text{필요철근량} : 300.000 \times 7.500 = 2250.000 \text{ mm}^2 < 15201.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore 0.K$$

- 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi / 3)] = 8821.937 \times 1000000 / [26709.900 \times (1900.000 - 267.952/3)]$$

$$= 182.410 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 26709.900 / 8500.0 + 7 \times 26709.900 / 8500.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 8500.0 \times 1900.0 / (7 \times 26709.900))]}$$

$$= 267.952 \text{ mm}$$

사용철근량 = 26709.9 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H22 - 69.0 EA (= 26709.9 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

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

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

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 182.41) - 2.5 \times 89.00 = 209.22 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 182.41) = 345.38 \text{ mm}$$

Sa는 작은 값인 209.22 mm 를 적용

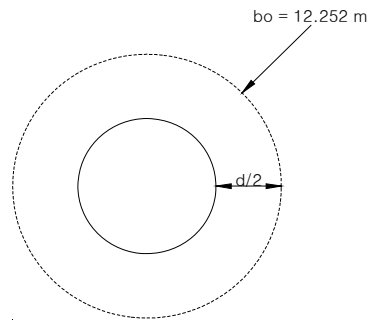
$$S = 8500.00 / 69.0 EA = 123.19 \leq S_a (= 209.22 \text{ mm}) \quad \therefore 0.K$$

11. 기초 2방향전단(편칭) 검토

1) 최대 연직하중(V_u) : -15358.8 kN

2) PUNCHING SHEAR 검토위 : 기둥전면 $d/2$

3) 위험단면 길이(b_o) = 12.252 m



4) 콘크리트가 부담하는 전단강도

$$\ast \beta_c = 1.000, \quad \alpha_s = 40$$

$$\begin{aligned} \textcircled{1} V_{c1} &= 1/6 \times (1 + 2/\beta_c) \times \sqrt{F_{ck}} \times b_o \times d \\ &= 1/6 \times (1 + 2/1.00) \times \sqrt{27} \times 12.252 \times 1.900 \\ &= 60481.134 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \textcircled{2} V_{c2} &= 1/6 \times (1 + (\alpha_s \cdot d)/(2 \cdot b_o)) \times \sqrt{F_{ck}} \times b_o \times d \\ &= 1/6 \times (1 + (40 \cdot 1.900)/(2 \cdot 12.252)) \times \sqrt{27} \times 12.252 \times 1.900 \\ &= 82687.412 \text{ kN} \end{aligned}$$

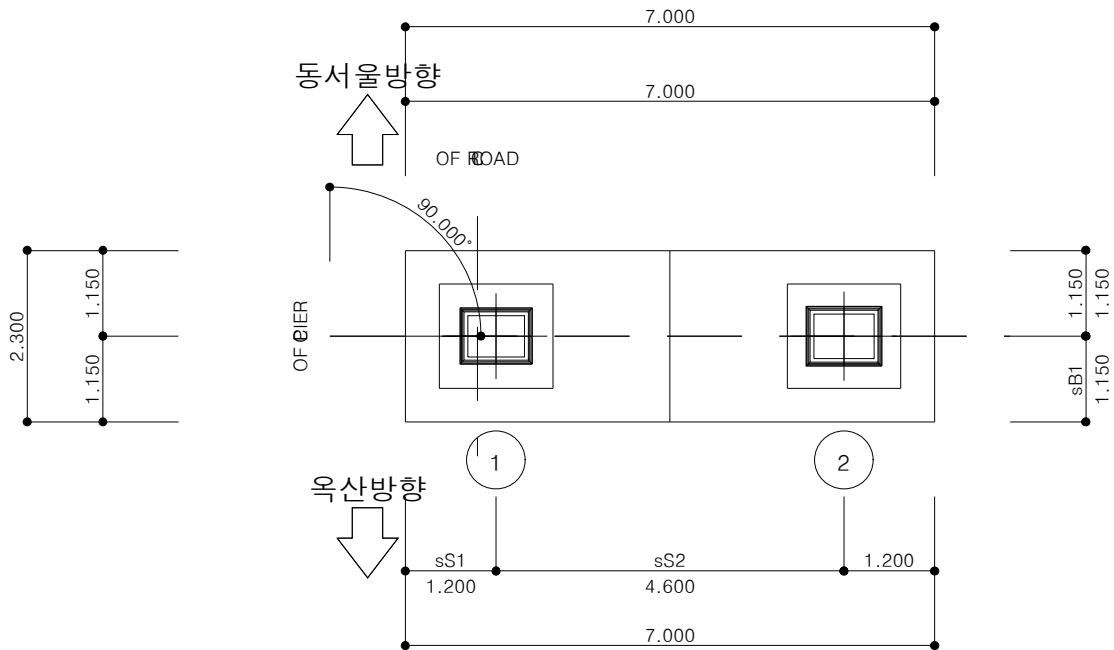
$$\begin{aligned} \textcircled{3} V_{c3} &= 1/3 \times \sqrt{F_{ck}} \times b_o \times d \\ &= 1/3 \times \sqrt{27} \times 12.252 \times 1.900 \\ &= 40320.756 \text{ kN} \end{aligned}$$

----- 이중 작은 값 사용

$$\therefore \text{콘크리트가 부담하는 전단강도} (\phi V_c) = 0.80 \times 40320.756 = 32256.605 \text{ kN}$$

$$\ast \phi V_c > V_u \text{ ----- } 0.K$$

12. 교량 받침부 검토



12.1 받침 연단거리 검토

① 필요 연단거리

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

$$S = 200 + 5.0 \times 45.000 = 425.000 \text{ mm}$$

② 실제 연단거리

구 분	필요연단	받침 규격		연단거리	비 고
		교축방향	직각방향		
1	425.000	550.000	750.000	875.000	0.K
2	425.000	595.000	795.000	852.500	0.K

12.2 최소 받침지지 길이 검토

① 최소 받침지지 길이

: 연속 지점부 이므로 생략한다.

12.3 교량받침 수직력, 수평력 검토

구 분	수직력			수평력		
	허용값	상부반력	비 고	허용값	탄성지진력	비 고
SHOE 1	5000.000	4667.972	0.K	681.000	432.820	0.K
SHOE 2	6000.000	5484.130	0.K	743.600	499.010	0.K

탄성지진력은 응답수정계수(R = 1.0)를 고려한 값이며 내진장치 불필요

12.4 교량받침 보강 철근 검토

① 교량받침에 작용하는 하중

구 분	수직력	수평력		보강범위(mm)		비 고
		교축방향	직각방향	교축방향	직각방향	
1	4667.972	325.429	324.421	1900.000	1750.000	
2	5484.130	379.811	375.195	1945.000	1795.000	

탄성지진력은 응답수정계수(R = 1.0)를 고려한 값

② 교량받침 하면 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	6740.878	10838.800	0.K	6259.605	10064.600	0.K
2	7756.463	10838.800	0.K	7178.186	10064.600	0.K

③ 교량받침 콘크리트 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	1807.937	14325.000	0.K	1802.339	14325.000	0.K
2	2110.061	14325.000	0.K	2084.419	14325.000	0.K

12.5 교량받침 하면 보강 : 교량받침 2

① 교량받침에 작용하는 하중

- 연직하중 : 최대반력

$$P = 5484.130 \text{ kN}$$

- 교축방향 수평하중 : 탄성지진력, 온도변화의 영향

$$H_{x1} = 3831.427 \times 0.114 / 1.15 = 379.811 \text{ kN}$$

$$H_{x2} = 479.490 / 1.33 = 360.519 \text{ kN}$$

☞ 수평력은 H_{x1} , H_{x2} 중 큰 값인 379.811 kN를 적용한다.

- 교축직각방향 수평하중 : 탄성지진력, 풍하중의 영향

$$B/D = 9.170 / 4.340 = 2.113 \quad [1 \leq B/D < 8]$$

$$W1 = [4.0 - 0.2 \times (9.170 / 4.340)] \times 4.340 = 15.5 \text{ kN/m} \geq 6.0 \text{ 이므로}$$

$$H_{y1} = 15.526 \times 90.000 / 2 / 2EA / 1.25 = 279.468 \text{ kN}$$

$$H_{y2} = 499.010 / 1.33 = 375.195 \text{ kN}$$

☞ 수평력은 H_{y1} , H_{y2} 중 큰 값인 375.195 kN를 적용한다.

② 연직하중에 대한 보강

$$\begin{aligned}b_{1x} &= 595.000 \text{ mm} & b_{1y} &= 795.000 \text{ mm} \\b_{2x} &= 1150.000 \text{ mm} & b_{2y} &= 1200.000 \text{ mm} \\b_{cx} &= 2 \times b_{2x} = 2300.000 \text{ mm} < 5 \times b_{1x} = 2975.000 \text{ mm} \\b_{cy} &= 2 \times b_{2y} = 2400.000 \text{ mm} < 5 \times b_{1y} = 3975.000 \text{ mm} \\As_{x1} &= 1/4 \times (1 - b_{1x}/b_{cx}) \times P/f_{sa} \\&= 1/4 \times (1 - 595.000/2300.000) \times 5484.130 \times 10^3 / 180.000 \\&= 5646.402 \text{ mm}^2 \\As_{y1} &= 1/4 \times (1 - b_{1y}/b_{cy}) \times P/f_{sa} \\&= 1/4 \times (1 - 795.000/2400.000) \times 5484.130 \times 10^3 / 180.000 \\&= 5093.767 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

③ 수평하중에 대한 보강

$$\begin{aligned}As_{x2} &= H_x/f_{sa} \\&= 379.811 \times 10^3 / 180.000 \\&= 2110.061 \text{ mm}^2 \\As_{y2} &= H_y/f_{sa} \\&= 375.195 \times 10^3 / 180.000 \\&= 2084.419 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

④ 철근 보강 범위

- 교축직각방향 철근보강 범위
$$B_{xo} = b_{1x} + b_{2y} = 595.000 + 1200.000 = 1795.000 \text{ mm}$$
- 교축방향 철근보강 범위
$$B_{yo} = b_{1y} + b_{2x} = 795.000 + 1150.000 = 1945.000 \text{ mm}$$

⑤ 철근량 산정

- 교축직각방향
$$As_y = As_{y1} + As_{y2} = 5093.767 + 2084.419 = 7178.186 \text{ mm}^2$$
$$B_{xo} = 1795.000 \text{ mm} \text{ 범위내에서 } H_{22} - 26 \text{ EA}$$
$$As = 387.100 \times 26 = 10064.600 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$
- 교축방향
$$As_x = As_{x1} + As_{x2} = 5646.402 + 2110.061 = 7756.463 \text{ mm}^2$$
$$B_{yo} = 1945.000 \text{ mm} \text{ 범위내에서 } H_{22} - 28 \text{ EA}$$
$$As = 387.100 \times 28 = 10838.800 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

12.6 교량받침 콘크리트 보강 : 교량받침 2

① 교축직각방향

$$As2 = Hy/f_{sa} = 375.195 \times 10^3 / 180.000 = 2084.419 \text{ mm}^2$$

사용철근 : H19 - 24 EA + H19 - 26 EA

$$As = 286.500 \times 24 + 286.500 \times 26 = 14325.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

② 교축방향

$$As1 = Hx/f_{sa} = 379.811 \times 10^3 / 180.000 = 2110.061 \text{ mm}^2$$

사용철근 : H19 - 24 EA + H19 - 26 EA

$$As = 286.500 \times 24 + 286.500 \times 26 = 14325.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

오창JCT R-D P1 두부보강

- 설계조건

1. PHC말뚝 제원

말뚝직경 (D) : 500 mm

말뚝두께 (t) : 80 mm

* 말뚝두부는 콘크리트 내부에 근입되므로 부식치는 고려하지 않음

2. 확대기초 콘크리트 제원

단면두께 (H) : 2300 mm

말뚝매입길이(l) : 100 mm

수직유효두께(h) : 2200 mm

수평유효두께(h') : 400 mm 최외곽의 말뚝중심에서 기초 연단까지의 거: 650 mm

설계기준강도(f_{ck}) : 27 MPa

지압응력면적비 ($\sqrt{A_2 / A_1}$) : 1

콘크리트 허용수직지압응력(f_{ca}) : 6.75 MPa 상시 / 8.98 MPa 지진시

콘크리트 압발(편칭) 전단응력(τ_{a3}) : .95 MPa 상시 / 1.26 MPa 지진시

콘크리트 허용부착응력(v_{oa}) : 1.70 MPa 상시 / 2.26 MPa 지진시

3. 보강철근 제원

보강철근의 종류 : H16(SD40) 보강철근 적용수량 8 개

보강철근 1개의 공칭단면적(A_{st}) : 198.6 mm² 보강철근량(A_s) : 1588.8 mm²

보강철근 1개의 공칭직경(d) : 15.9 mm

보강철근 1개의 공칭둘레(U) : 50 mm

보강철근의 허용인장응력(f_{sa}) : 180.0 MPa 상시 / 239.4 MPa 지진시

4. 말뚝머리에 작용하는 하중

① 평상시

최대수직력(PNmax) : 578.474 kN

최소수직력(PNmin) : 206.754 kN

최대수평력(Hmax) : 38.711 kN

최대휨모멘트(Mmax) : 12.057 kN-m

② 지진시

최대수직력(PNmax) : 586.915 kN

최소수직력(PNmin) : 160.905 kN

최대수평력(Hmax) : 44.867 kN

최대휨모멘트(Mmax) : 12.143 kN-m

* 말뚝머리 작용하중은 도로교설계기준에 명시된 변위법에 의거함

- 구조계산결과

1. 확대기초에 대한 검토

1) 수직력에 대한 검토

① 기초 콘크리트의 수직방향 지압응력

a. 평상시

$$\begin{aligned} f_{cv} &= P_{nmax} / (\pi \times D^2 / 4) \leq f_{ca} \\ &= 578.5 / (\pi \times 0.5^2 / 4) \\ &= 2.95 \text{ MPa} \leq 6.75 \text{ MPa} \quad 0.K \end{aligned}$$

b. 지진시

$$\begin{aligned} f_{cv} &= P_{nmax} / (\pi \times D^2 / 4) \leq f_{ca} \\ &= 586.92 / (\pi \times 0.5^2 / 4) \\ &= 2.99 \text{ MPa} \leq 8.98 \text{ MPa} \quad 0.K \end{aligned}$$

② 기초 콘크리트의 수직방향 압발(편칭) 전단응력

a. 평상시

$$\begin{aligned} \tau_v &= P_{nmax} / (\pi \times (D + h) \times h) \leq \tau_{a3} \\ &= 578.47 / (\pi \times (0.5 + 2.2) \times 2.2) \\ &= .03 \text{ MPa} \leq .95 \text{ MPa} \quad 0.K \end{aligned}$$

b. 지진시

$$\begin{aligned} \tau_v &= P_{nmax} / (\pi \times (D + h) \times h) \leq \tau_{a3} \\ &= 586.92 / (\pi \times (0.5 + 2.2) \times 2.2) \\ &= .03 \text{ MPa} \leq 1.26 \text{ MPa} \quad 0.K \end{aligned}$$

2) 수평력에 대한 검토

① 기초 콘크리트의 수평방향 지압응력

a. 평상시

$$\begin{aligned} f_{ch} &= H_{max} / (D \times l) \leq f_{ca} \\ &= 38.711 / (0.5 \times 0.1) \\ &= .77 \text{ MPa} \leq 6.75 \text{ MPa} \quad 0.K \end{aligned}$$

b. 지진시

$$\begin{aligned} f_{ch} &= H_{max} / (D \times l) \leq f_{ca} \\ &= 44.867 / (0.5 \times 0.1) \\ &= .90 \text{ MPa} \leq 8.98 \text{ MPa} \quad 0.K \end{aligned}$$

② 기초 콘크리트의 수평방향 압발(편칭) 전단응력

a. 평상시

$$\begin{aligned}\tau_h &= H_{\max} / (h' \times (2l + D + 2h')) \leq \tau_{a3} \\ &= 38.711 / (0.4 \times (2 \times 0.1 + 0.5 + 2 \times 0.4)) \\ &= .06 \text{ MPa} \leq .95 \text{ MPa} \quad 0.K\end{aligned}$$

b. 지진시

$$\begin{aligned}\tau_h &= H_{\max} / (h' \times (2l + D + 2h')) \leq \tau_{a3} \\ &= 44.867 / (0.4 \times (2 \times 0.1 + 0.5 + 2 \times 0.4)) \\ &= .07 \text{ MPa} \leq 1.26 \text{ MPa} \quad 0.K\end{aligned}$$

2. 가상철근 콘크리트 단면의 응력검토

1) 이론식

콘크리트의 응력은 원형 단주의 응력계산식을 이용하여 다음과 같이 구한다.

$$f_c = (M' / r^3) C \leq f_{ca} (= 0.4f_{ck}) \quad - \text{식(1)}$$

단, 콘크리트의 휨압축응력계수(C)는 다음과 같다.

$$C = \frac{1 - \cos \phi}{2\sin^3 \phi / 3 - \phi \cos \phi + \sin \phi \cos^2 \phi + \phi / 4 - k} \quad - \text{식(2)}$$

$$k = \sin \phi \cos \phi / 4 + \sin^3 \phi \cos \phi / 6 - \pi n p (0.5(rs/r)^2 - \cos \phi)$$

위 식에서 ϕ 는 아래의 식에서 구한다.

① 말뚝머리에 작용하는 축방향력, $P \neq 0$ 인 경우

$$e/r = \frac{1/4 - \sin \phi \cos \phi (5/12 - \cos^2 \phi / 6) + 0.5 \pi n p (rs/r)^2}{\sin \phi (2 + \cos^2 \phi) / 3 - \phi \cos \phi - \pi n p \cos \phi} \quad - \text{식(3)}$$

② 말뚝머리에 작용하는 축방향력, $P=0$ 인 경우

$$0 = \sin \phi (2 + \cos^2 \phi) / 3 - \phi \cos \phi - \pi n p \cos \phi \quad - \text{식(4)}$$

단, $0 \leq \phi \leq \cos(-rs/r)$

그리고 보강철근의 응력은 다음과 같이 구한다.

$$f_s = (M/r^3) S \times n \leq f_{sa} \quad - \text{식(5)}$$

단, 보강철근의 휨인장응력계수(S)는 다음과 같다.

$$S = C \times \frac{rs/r + \cos \phi}{1 - \cos \phi} \quad - \text{식(6)}$$

2) 최대 수직력과 최대 휨모멘트의 조합하중

a. 평상시

$$P_{nmax} = 578.47 \text{ kN}$$

$$M_{max} = 12.06 \text{ kN-m}$$

$$r \text{ (가상 단면의 반경)} = D/2 + 100 \text{ mm} = 270 \text{ mm}$$

$$r_s \text{ (가상단면 중심에서 보강철근 중심까지의 거리)} = r - (30+100+80) = 60 \text{ mm}$$

$$r_s/r = 0.222$$

$$e = M / P = 12.057 / 578.474 = 20.84 \text{ mm}$$

$$e / r = 0.077$$

$$n = 15, \quad A_s = 1588.8 \text{ mm}^2 \quad (\text{H16(SD40)} \times 8 \text{ 개})$$

$$\rho \text{ (가상단면 철근비)} = A_s / (\pi \times r^2) = 1588.8 / (\pi \times 270^2) = 0.00694$$

$$\rho_p = 15 \times 0.00693732 = 0.1041$$

$$r_s / r = 0.222, \quad e/r = 0.077 \quad \text{이므로}$$

식(2) 및 (6)에 의해

$$C = 0.5217$$

$$M' = M_{max} + P_{nmax} \times r = 12.06 + 578.47 \times 0.27 = 168.245 \text{ kN-m}$$

따라서 콘크리트 휨압축응력은

$$f_c = M' / r^3 C = 168245000 / 270^3 \times 0.5217 = 4.46 \text{ MPa} \leq 10.80 \text{ MPa} \quad \text{O.K}$$

b. 지진시

$$P_{nmax} = 586.92 \text{ kN}$$

$$M_{max} = 12.14 \text{ kN-m}$$

$$r \text{ (가상 단면의 반경)} = D/2 + 100 \text{ mm} = 270 \text{ mm}$$

$$r_s \text{ (가상단면 중심에서 보강철근 중심까지의 거리)} = r - (30+100+80) = 60 \text{ mm}$$

$$r_s/r = 0.222$$

$$e = M / P = 12.14 / 586.92 = 20.69 \text{ mm}$$

$$e / r = 0.077$$

$$n = 15, \quad A_s = 1588.8 \text{ mm}^2 \quad (\text{H16(SD40)} \times 8 \text{ 개})$$

$$\rho \text{ (가상단면 철근비)} = A_s / (\pi \times r^2) = 1588.8 / (\pi \times 270^2) = 0.00693732$$

$$\rho_p = 15 \times 0.00693732 = 0.1041$$

$$r_s / r = 0.222, \quad e/r = 0.077 \quad \text{이므로}$$

식(2) 및 (6)에 의해

$$C = 0.5217$$

$$M' = M_{max} + P_{nmax} \times r = 12.14 + 586.92 \times 0.27 = 170.61 \text{ kN-m}$$

따라서 콘크리트 휨압축응력은

$$f_c = M' / r^3 C = 170610000 / 270^3 \times 0.5217 = 4.52 \text{ MPa} \leq 14.36 \text{ MPa} \quad \text{O.K}$$

3) 최소수직력과 최대휨모멘트의 조합하중

a. 평상시

$$P_{nmin} = 206.75 \text{ kN}$$

$$M_{max} = 12.06 \text{ kN-m}$$

$$r \text{ (가상 단면의 반경)} = D/2 + 100 \text{ mm} = 270 \text{ mm}$$

$$r_s \text{ (가상단면 중심에서 보강철근 중심까지의 거리)} = r - (30+100+80) = 60 \text{ mm}$$

$$r_s/r = 0.222$$

$$e = M / P = 12.06 / 206.75 = 58.32 \text{ mm}$$

$$e / r = 0.216$$

$$n = 15, \quad A_s = 1588.8 \text{ mm}^2 \quad (\text{H16(SD40)} \times 8 \text{ 개})$$

$$\rho \text{ (가상단면 철근비)} = A_s / (\pi \times r^2) = 1588.8 / (\pi \times 270^2) = 0.00693732$$

$$\rho_p = 15 \times 0.00693732 = 0.1041$$

$$r_s / r = 0.222, \quad e/r = 0.216 \quad \text{이므로}$$

식(2) 및 (6)에 의해

$$C = 0.5217, \quad S = -0.151$$

$$M' = M_{max} + P_{nmax} \times r = 12.06 + 206.75 \times 0.27 = 67.88 \text{ kN-m}$$

따라서 콘크리트 휨압축응력은

$$f_c = M' / r^3 C = 67881000 / 270^3 \times 0.5217 = 1.80 \text{ MPa} \leq 10.80 \text{ MPa} \quad \text{O.K.}$$

보강철근의 휨인장응력

$$f_s = M' / r^3 S n = 67881000 / 270^3 \times -0.151 \times 15 = -7.83 \text{ MPa} \leq 180.00 \text{ MPa} \quad \text{O.K.}$$

b. 지진시

$$P_{nmin} = 160.91 \text{ kN}$$

$$M_{max} = 12.14 \text{ kN-m}$$

$$r \text{ (가상 단면의 반경)} = D/2 + 100 \text{ mm} = 270 \text{ mm}$$

$$r_s \text{ (가상단면 중심에서 보강철근 중심까지의 거리)} = r - (30+100+80) = 60 \text{ mm}$$

$$r_s/r = 0.222$$

$$e = M / P = 12.14 / 160.91 = 75.47 \text{ mm}$$

$$e / r = 0.28$$

$$n = 15, \quad A_s = 1588.8 \text{ mm}^2 \quad (\text{H16(SD40)} \times 8 \text{ 개})$$

$$\rho \text{ (가상단면 철근비)} = A_s / (\pi \times r^2) = 1588.8 / (\pi \times 270^2) = 0.00693732$$

$$\rho_p = 15 \times 0.00693732 = 0.1041$$

$$r_s / r = 0.222, \quad e/r = 0.28 \quad \text{이므로}$$

식(2) 및 (6)에 의해

$$C = 2.1843, \quad S = 1.9601$$

$$M' = M_{max} + P_{nmax} \times r = 12.14 + 160.91 \times 0.27 = 55.59 \text{ kN-m}$$

따라서 콘크리트 휨압축응력은

$$f_c = M' / r^3 C = 55587000 / 270^3 \times 2.1843 \\ = 6.17 \text{ MPa} \leq 14.36 \text{ MPa} \quad 0.K$$

보강철근의 휨인장응력

$$f_c = M' / r^3 S_n = 55587000 / 270^3 \times 1.9601 \times 15 \\ = 83.03 \text{ MPa} \leq 239.40 \text{ MPa} \quad 0.K$$

3. 보강철근의 정착길이

1) 사용철근 : H16(SD40) × 8 개

2) 정착길이 산정 : 다음중 큰 값을 정착길 이로 한다.

$$Ld1 = f_{sa} \times A_{st} / (v_{oa} \times U) = 180 \times 198.6 / (1.7 \times 50) = 420.6 \text{ mm}$$

$$Ld2 = 35d = 35 \times 15.9 = 556.5 \text{ mm}$$

정착길이는 556.5 mm 이상이어야 함

3) 말뚝머리속채움 콘크리트에 매설되는 보강철근 길이 산정

$$L_i = L_o + 500p = 557 + 50 \times 9 = 1007 \text{ mm}$$

매설길이는 1007 mm 이상이어야 함

교각 P2

목 차

1. 설 계 흐 름 도
2. 해석결과 요약
 - * 안정성검토 및 응력검토
 - * 기둥의 단면 설계
 - * 단면 설계
 - * 사용성 검토
3. 설 계 조 건
 - 3.1 일반사항
 - 3.2 하중
 - 3.3 지반조건
 - 3.4 사용재료 강도
 - 3.5 설계방법
 - 3.6 참고문헌
4. 단 면 가 정
5. 하 중 계 산
6. 구 조 해 석
 - 6.1 해석모델링
 - 6.2 절점좌표
 - 6.3 단면제원
 - 6.4 하중재하도
7. 해 석 결 과 집 계
 - 7.1 하중별 부재력 집계
 - 7.2 사용하중 조합시 부재력 집계
 - 7.3 계수하중 조합시 부재력 집계
8. 두 부 보 설 계
 - 8.1 내민보의 설계 : 좌측
 - 8.2 내민보의 설계 : 우측
 - 8.3 교량받침 위치 검토

9. 기 동 설 계

- 9.1 교축직각 방향
- 9.2 교축 방향
- 9.3 합성 부재력
- 9.4 기동의 전단설계

10. 기 초 설 계

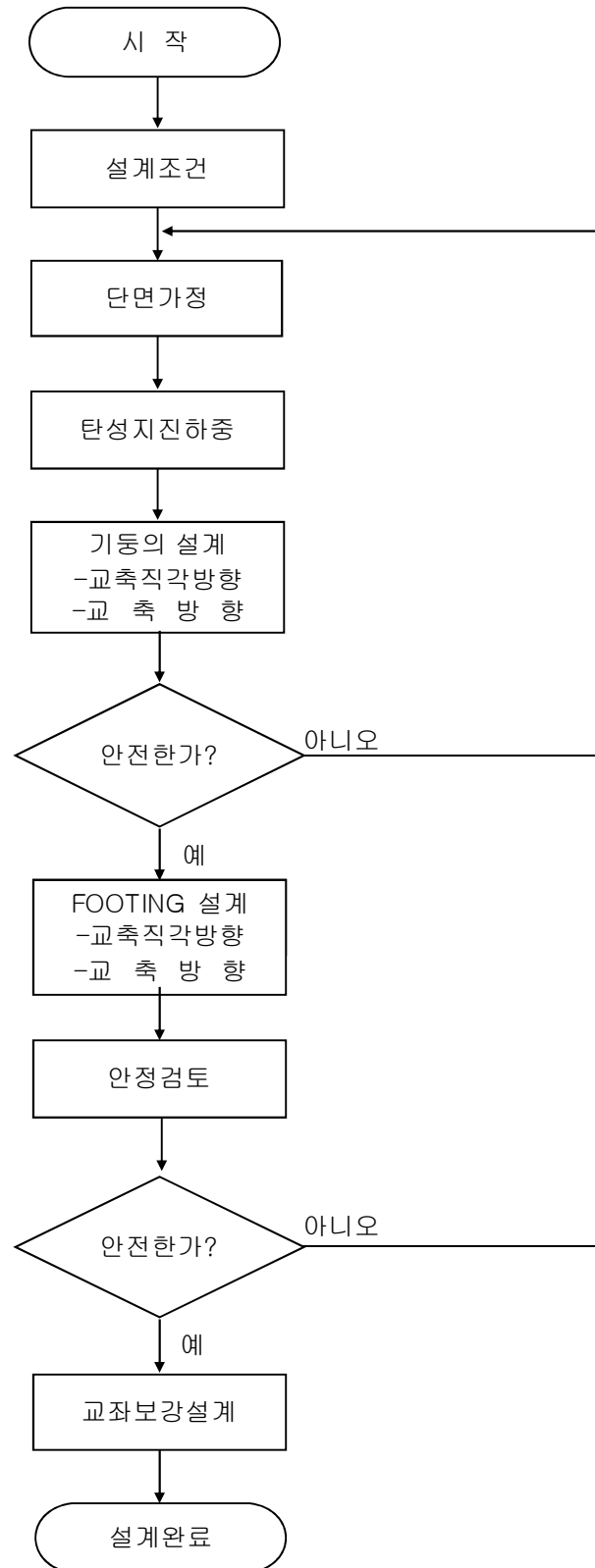
- 10.1 교축직각 방향
- 10.2 교축방향

11. 기초 2방향전단(편칭) 검토

12. 교 량 받 침 부 검 토

- 12.1 받침 연단거리 검토
- 12.2 최소 받침지지 길이 검토
- 12.3 교량받침 수직력, 수평력 검토
- 12.4 교량받침 보강 철근 검토
- 12.5 교량받침 하면 보강
- 12.6 교량받침 콘크리트 보강

1. 설계흐름도



2. 해석결과 요약

▣ 안정성검토 및 응력검토

구 분			허용값	발생값	안전율	허용안전율	비 고
교축방향	평상시	전도에대한 안정(kN.m)	37902.375	614.200	61.71	2.00	0.K
		활동에대한 안정(kN)	6064.380	59.800	101.41	1.50	0.K
		지지력에대한 안정(kN)	600.000	193.193	3.11	1.00	0.K
	지진시	전도에대한 안정(kN.m)	37902.375	10604.989	3.57	1.50	0.K
		활동에대한 안정(kN)	6064.380	971.186	6.24	1.20	0.K
		지지력에대한 안정(kN)	900.000	291.628	3.09	1.00	0.K
교축직각방향	평상시	전도에대한 안정(kN.m)	42956.025	11912.600	3.61	2.00	0.K
		활동에대한 안정(kN)	6064.380	724.700	8.37	1.50	0.K
		지지력에대한 안정(kN)	600.000	312.639	1.92	1.00	0.K
	지진시	전도에대한 안정(kN.m)	42956.025	13157.608	3.26	1.50	0.K
		활동에대한 안정(kN)	6064.380	922.003	6.58	1.20	0.K
		지지력에대한 안정(kN)	900.000	304.236	2.96	1.00	0.K

▣ 기둥의 단면 설계

단면위치		Puse	Pu(kN)	ϕP_n (kN)	안전도	비 고
교축방향	축력최대	0.018	13190.400	52040.916	3.945	0.K
	모멘트최대	0.018	8995.800	52040.916	5.785	0.K
	탄성설계	0.018	6919.800	18903.393	2.732	0.K
	편심최대	0.018	6186.100	59475.332	9.614	0.K
교축직각방향	축력최대	0.018	13190.400	52040.916	3.945	0.K
	모멘트최대	0.018	10340.100	13073.740	1.264	0.K
	탄성설계	0.018	6919.800	13544.809	1.957	0.K
	편심최대	0.018	6186.100	9378.121	1.516	0.K
합성부재력	축력최대	0.018	13190.400	52040.916	3.945	0.K
	모멘트최대	0.018	8995.800	12446.320	1.384	0.K
	탄성설계	0.018	6919.800	12930.699	1.869	0.K
	편심최대	0.018	6186.100	9364.722	1.514	0.K
	모멘트최대	0.018	10340.100	13070.441	1.264	0.K

■ 단면 설계

단면위치		깊이 (mm)	피복 (mm)	Req.As (mm ²)	Use.As (mm ²)	Mu(kN.m)	ΦMn(kN.m)	안전도	비 고
두 부 보	좌측내민보	2500.0	100.0	15677.019	21832.900	-	-	1.393	0.K
	우측내민보	2500.0	100.0	17397.184	21832.900	-	-	1.255	0.K
	좌측내민보	2300.0	100.0	831.247	4300.600	620.954	3194.929	5.145	0.K
	우측내민보	2300.0	100.0	911.801	4300.600	681.042	3194.929	4.691	0.K
	교량받침1	2097.0	100.0	621.665	3151.500	421.600	2127.011	5.045	0.K
	교량받침2	1850.0	100.0	1021.096	21832.900	590.900	12049.173	20.391	0.K
기 초	교축방향	2000.0	100.0	11279.539	19768.500	7242.233	12634.227	1.745	0.K
	교직-지점부	2000.0	100.0	19556.662	29895.300	12482.507	18959.286	1.519	0.K

■ 사용성 검토

단면위치		인장응력(fs)	허용응력(fsa)	철근간격(S)	최대간격(Sq)	비 고
두 부 보	좌측내민보	109.693	180.000	121.053	504.165	0.K
	우측내민보	151.013	180.000	121.053	307.728	0.K
	좌측내민보수평	67.877	180.000	208.333	928.143	0.K
	우측내민보수평	74.446	180.000	208.333	844.067	0.K
	교량받침1	172.949	180.000	209.091	229.088	0.K
	교량받침2	34.616	180.000	121.053	1819.960	0.K
기 초	교축방향	137.569	180.000	123.188	346.190	0.K
	교직-지점부	178.399	180.000	127.119	222.675	0.K

3. 설 계 조 건

3.1 일 반 사 항

1) 구 조 형 식	: T형 교각
2) 상 부 형 식	: STEEL BOX
3) 교 량 등 급	: 1 등교
4) 기 초 형 식	: 직접기초

3.2 하 중

1) 철근콘크리트의 단위중량	: $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$	[도로교 설계기준 2.1.2]
2) 기초지반의 단위중량	: $\gamma_{s2} = 20 \text{ kN/m}^3$	[도로교설계요령 제2권 P366]
3) 교량받침 마찰계수	: $f_s = 0.05$	

3.3 지 반 조 건

1) 기초지반의 N치	: $N = 50$	
2) 기초지반의 내부마찰각	: $\phi_2 = 42.386^\circ$	; $15 + \sqrt{15N}$
3) 기초지반의 점착력	: $C = 0 \text{ kN/m}^2$	
4) 기초지반의 최대 허용지지력	: $Q_a = 600 \text{ kN/m}^2$	
5) 기초지반의 마찰계수	: $\mu = 0.6$	; $\tan \phi_b = 0.60, C_b = 0$: 암과 콘크리트
6) 지반 가속도 계수	: $A = 0.154$	; 위험도 계수 $\times$ 지진구역계수
- 내진 등급 : I 등급	- 위험도 계수 : 1.4	[도로교 설계기준 6.3.1]
- 지진 구역 : I 구역	- 지진구역 계수 : 0.11	

3.4 사 용 재 료 강 도

1) 콘크리트 설계기준 강도	: $f_{ck} =$	두부보: 27 MPa	
		기둥: 27 MPa	
		기초: 27 MPa	
- 탄성계수	: $E_c =$	두부보: 27804 MPa	
		기둥: 27804 MPa	
		기초: 27804 MPa	
			[도로교 설계기준 2.3.3]
2) 철근의 항복 강도(SD400)	: $f_y =$	두부보: 400 MPa	
		기둥: 400 MPa	
		기초: 400 MPa	
		기둥(전단철근	400 MPa
		기초(전단철근	400 MPa
- 탄성계수	: $E_s = 200000 \text{ MPa}$		[도로교 설계기준 2.3.3]

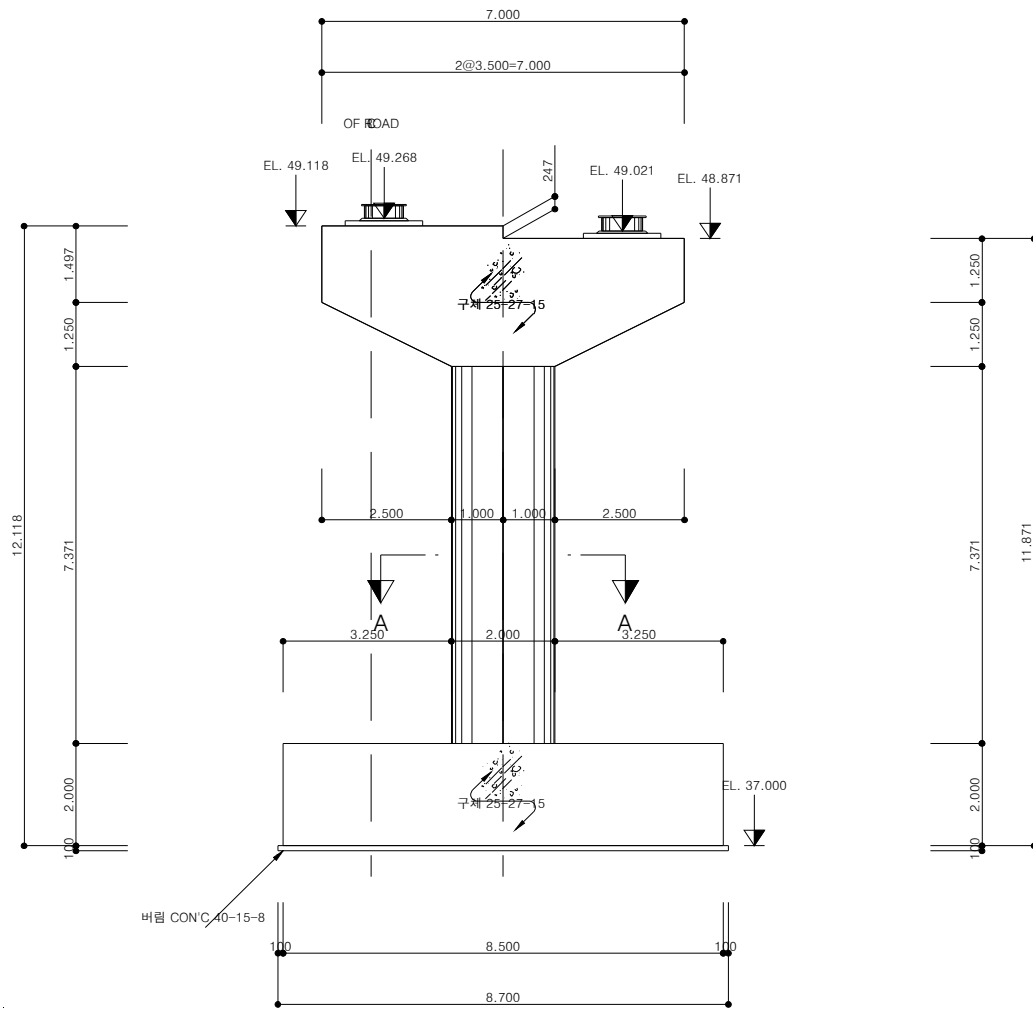
3.5 설 계 방 법

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

3.6 참 고 문 헌

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

4. 단 면 가 정



5. 하 중 계 산

5.1 상부반력 및 교각자중

교좌번호	고정하중(D)	활하중(L)		
		만재하시(L1)	좌측편재하(L2)	우측편재하(L3)
1	2370.338	1349.815	983.603	42.977
2	3086.194	601.175	68.628	991.119
계	5456.532	1950.990	1052.231	1034.096

※ 교각자중은 25.000 kN/m³ 의 값을 프로그램에서 자동재하

5.2 풍 하 중

1) 교축직각방향 (W-TR)

① 상부구조에 작용하는 풍하중

$$B/D = 9.170 / 4.340 = 2.113 \quad [1 \leq B/D < 8]$$

$$W1 = [4.0 - 0.2 \times (9.170 / 4.340)] \times 4.340 = 15.5 \text{ kN/m} \geq 6.0 \text{ 이므로}$$

$$= 15.526 \text{ kN/m}$$

$$P1 = 15.526 \times (45.000 + 45.000) / 2 \times \sin 90.0$$

$$= 698.67 \text{ kN}$$

$$\text{작용위치 } h = 4.340/2 + 0.400 + 0.625 = 3.195 \text{ m}$$

$$\text{작용모멘트 } My = Ph \times h = 698.670 \times 3.195 = 2232.3 \text{ kN.m}$$

② 하부구조에 작용하는 풍하중

$$W'_{\text{copping}} = 3.000 \times 2.500 \times 2.300 = 17.25 \text{ kN}$$

$$W'_{\text{column}} = 1.500 \times 2.000 = 3 \text{ kN/m (풍상측)}$$

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용 한다.

2) 교축방향 (W-L0)

① 하부구조에 작용하는 풍하중

$$W'_{\text{copping}} = 45.718 \text{ kN (Copping 높이에 따라 재하)}$$

$$W'_{\text{column}} = 1.500 \times 2.000 = 3 \text{ kN/m}$$

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용 한다.

5.3 활하중에 작용하는 풍하중

활하중에 재하되는 풍하중에 대하여는 교면상 1.5m 위치에서 1500 N/m의

풍하중이 재하되는 것으로 한다. [도로설계기준 P19]

$$Ph = 1.500 \times (45.000 + 45.000)/2 \times \sin 90.0 = 67.5 \text{ kN}$$

$$\text{작용위치 } h = 2.979 + 1.500 + 0.625 = 5.104 \text{ m}$$

$$\text{작용모멘트 } My = Ph \times h = 67.500 \times 5.104 = 344.52 \text{ kN.m}$$

5.4 온도하중 산정

1) 교축직각방향 (G-TR)

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

2) 교축방향 (G-L0)

① 교각의 종방향 변위를 유발하는 수평력

$$\delta = \alpha \times \Delta T \times L = 0.000012 \times 25.0 \times 0.0 = 0 \text{ m}$$

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

$$P_h = 3 \times 27804000 \times 0.78540 \times 1\text{EA} \times 0.00000 / 9.871^3 \times \sin 90.0 = 0 \text{ kN}$$

② 교량받침에 의한 수평력

$$\text{상부고정하중} : V_d = 5456.532 \text{ kN}$$

$$\text{교량받침마찰계수} : \mu = 0.050$$

$$P_h = \mu \times W = 5456.532 \times 0.050 \times \sin 90.0$$

$$= 272.827 \text{ kN}$$

☞ 수평력은 ①, ②중 작은값 0.000 kN를 적용한다.

③ 작용 모멘트

$$M_h = 0.000 \times (0.400 + 1.250/2) = 0 \text{ kN.m}$$

5.5 원심하중 (CF)

$$CF = 0.79 \times V^2 / R (\%)$$

$$= 0.79 \times 60.000^2 / 380.000$$

$$= 7.484 \%$$

CF : 원심하중으로서 충격을 포함하지 않은 활하중의 백분율

V : 설계속도(km/h), R : 곡선반경 (m)

$$\text{작용위치 } h = 2.979 + 1.800 + 0.625 = 5.404 \text{ m}$$

$$\text{작용수평력 } P_{cf} = 7.484 \times 1950.990 / 100 = 146.016 \text{ kN}$$

$$\text{작용모멘트 } M_y = P_{cf} \times h = 146.016 \times 5.404 = 789.071 \text{ kN.m}$$

5.6 유수압 (Q1-L0)

$$P = 10 K v^2 A = 10 \times 0.040 \times 2.010^2 \times 3.238$$

$$= 5.233 \text{ kN}$$

k : 단면형상에 따른 저항계수

v : 최대유속 (m/sec)

A : 교각의 투영면적 (m^2), $A = 1.619 \times 2.000 = 3.238 \text{ m}^2$

H : 수심 (m)

하저면에서 0.6H 위치에 작용하는 것으로 한다.

작용위치 $h = 3.782 \text{ m}$ (기초상단으로 부터)

5.7 양압력 및 부력 (Q3)

$$P = A H w = 3.142 \times 4.430 \times 10.000$$

$$= 139.158 \text{ kN}$$

w : 유수의 단위중량 (kN/m^3)

H : HWL - 기초상단 EL, $H = 43.430 - 39.000 = 4.430 \text{ m}$

A : 기둥의 단면적 (m^2), $A = \pi \times 1.000^2 = 3.142 \text{ m}^2$

5.8 지진에 의한 하중 : 내진해석 참조

구 분			교 축 방 향			교 축 직 각 방 향		
위 치	하중경우	기둥	전단력	모멘트	변위(m)	전단력	모멘트	변위(m)
기둥상단	하중경우 1	기둥 1	894.251	2761.146	0.03029	368.322	1537.662	0.01104
	하중경우 2	기둥 1	340.409	1051.069	0.01134	891.217	4390.845	0.02878
기둥하단	하중경우 1	기둥 1	976.386	8642.817	0.00000	398.582	3532.032	0.00000
	하중경우 2	기둥 1	351.339	3136.331	0.00000	922.003	9754.102	0.00000

5.9 하중조합 : 사용하중 검토시

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	Q	CF
SVB01	1.00	1.00								1.00	1.00
SVB02	1.00		1.00							1.00	1.00
SVB03	1.00			1.00						1.00	1.00
SVB04	1.00				1.00					1.00	
SVB05	1.00	1.00			0.50	1.00				1.00	1.00
SVB06	1.00		1.00		0.50	1.00				1.00	1.00
SVB07	1.00			1.00	0.50	1.00				1.00	1.00
SVB08	1.00	1.00					1.00	1.00		1.00	1.00
SVB09	1.00	1.00					-1.00	1.00		1.00	1.00
SVB10	1.00		1.00				1.00	1.00		1.00	1.00
SVB11	1.00		1.00				-1.00	1.00		1.00	1.00
SVB12	1.00			1.00			1.00	1.00		1.00	1.00
SVB13	1.00			1.00			-1.00	1.00		1.00	1.00
SVB14	1.00				1.00		1.00	1.00		1.00	
SVB15	1.00				1.00		-1.00	1.00		1.00	
SVB16	1.00	1.00			0.50	1.00	1.00	1.00		1.00	1.00
SVB17	1.00	1.00			0.50	1.00	-1.00	1.00		1.00	1.00
SVB18	1.00		1.00		0.50	1.00	1.00	1.00		1.00	1.00
SVB19	1.00		1.00		0.50	1.00	-1.00	1.00		1.00	1.00
SVB20	1.00			1.00	0.50	1.00	1.00	1.00		1.00	1.00
SVB21	1.00			1.00	0.50	1.00	-1.00	1.00		1.00	1.00
SVB22	1.00								1.00	1.00	

D = 고정하중 또는 이에 따른 단면력

L = 활하중 또는 이에 따른 단면력

W = 풍하중 또는 이에 따른 단면력

WL = 차량활하중에 작용하는 풍하중 또는 이에 따른 단면력

E = 지진하중 또는 이에 따른 단면력

CO = 충돌하중 또는 이에 따른 단면력

G = 부등침하, 크리프, 건조수축(GS), 제작 또는 시공시 치수착오, 습도변화

또는 온도변화등으로 인한 팽창 또는 수축변형으로 유발된 변형력 또는 이에 따른 단면력

Q = 부력 또는 양압력, 수압, 파압 등의 하중 또는 이에 따른 단면력

CF = 원심하중 또는 이에 따른 단면력

※ 위 테이블에 표시된 SVB는 교축방향이며, 모델링상의 SV0 는 교직방향을 나타냅니다.

SVB 와 SV0 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

5.10 하중조합 : 계수하중 검토시

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	Q	CF
ULB01	1.30	2.15								1.30	1.30
ULB02	1.30		2.15							1.30	1.30
ULB03	1.30			2.15						1.30	1.30
ULB04	1.30				1.30					1.30	
ULB05	1.30	1.30			0.65	1.30				1.30	1.30
ULB06	1.30		1.30		0.65	1.30				1.30	1.30
ULB07	1.30			1.30	0.65	1.30				1.30	1.30
ULB08	1.30	1.30					1.30	1.30		1.30	1.30
ULB09	1.30	1.30					-1.30	1.30		1.30	1.30
ULB10	1.30		1.30				1.30	1.30		1.30	1.30
ULB11	1.30		1.30				-1.30	1.30		1.30	1.30
ULB12	1.30			1.30			1.30	1.30		1.30	1.30
ULB13	1.30			1.30			-1.30	1.30		1.30	1.30
ULB14	1.25				1.25		1.25	1.30		1.25	
ULB15	1.25				1.25		-1.25	1.30		1.25	
ULB16	1.25	1.25			0.63	1.25	1.25	1.30		1.25	1.25
ULB17	1.25	1.25			0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25	1.25
ULB18	1.25		1.25		0.63	1.25	1.25	1.30		1.25	1.25
ULB19	1.25		1.25		0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25	1.25
ULB20	1.25			1.25	0.63	1.25	1.25	1.30		1.25	1.25
ULB21	1.25			1.25	0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25	1.25
ULB22	1.00								1.00	1.00	
ULB23	1.30	1.30								1.30	1.30
ULB24	1.30		1.30							1.30	1.30
ULB25	1.30			1.30						1.30	1.30
ULB26	1.20				1.20					1.20	

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

ULB 와 UL0 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

5.11 하중조합 : 계수하중 검토시 (최대편심)

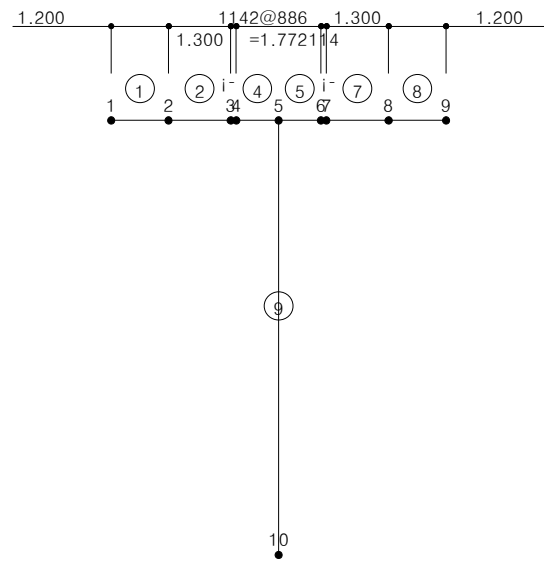
구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	Q	CF
UEB01	1.00	2.15								1.30	1.30
UEB02	1.00		2.15							1.30	1.30
UEB03	1.00			2.15						1.30	1.30
UEB04	1.00				1.30					1.30	
UEB05	1.00	1.30			0.65	1.30				1.30	1.30
UEB06	1.00		1.30		0.65	1.30				1.30	1.30
UEB07	1.00			1.30	0.65	1.30				1.30	1.30
UEB08	1.00	1.30					1.30	1.30		1.30	1.30
UEB09	1.00	1.30					-1.30	1.30		1.30	1.30
UEB10	1.00		1.30				1.30	1.30		1.30	1.30
UEB11	1.00		1.30				-1.30	1.30		1.30	1.30
UEB12	1.00			1.30			1.30	1.30		1.30	1.30
UEB13	1.00			1.30			-1.30	1.30		1.30	1.30
UEB14	0.95				1.25		1.25	1.30		1.25	
UEB15	0.95				1.25		-1.25	1.30		1.25	
UEB16	0.95	1.25			0.63	1.25	1.25	1.30		1.25	1.25
UEB17	0.95	1.25			0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25	1.25
UEB18	0.95		1.25		0.63	1.25	1.25	1.30		1.25	1.25
UEB19	0.95		1.25		0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25	1.25
UEB20	0.95			1.25	0.63	1.25	1.25	1.30		1.25	1.25
UEB21	0.95			1.25	0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25	1.25
UEB22	1.00								1.00	1.00	
UEB23	1.00	1.30								1.30	1.30
UEB24	1.00		1.30							1.30	1.30
UEB25	1.00			1.30						1.30	1.30
UEB26	0.90				1.20					1.20	

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

UEB 와 UE0 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

6. 구조 해석

6.1 해석 모델링



6.2 절점 좌표

절점	X	Z	절점	X	Z
1	0.000	9.246	6	4.386	9.246
2	1.200	9.246	7	4.500	9.246
3	2.500	9.246	8	5.800	9.246
4	2.614	9.246	9	7.000	9.246
5	3.500	9.246	10	3.500	0.000

6.3 단면 제원

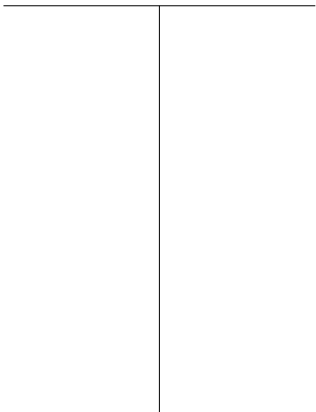
구 분	B(m)	H(m)	A(m ²)	I ₂₂ (m ⁴)	I ₃₃ (m ⁴)	적용절점
①	2.300	1.250	2.875	1.267396	0.374349	9
②	2.300	1.497	3.443	1.517833	0.643002	1
③	2.300	1.850	4.255	1.875746	1.213561	8
④	2.300	2.097	4.823	2.126183	1.767429	2
⑤	2.300	2.500	5.750	2.534792	2.994792	5~7
⑥	2.300	2.747	6.318	2.785229	3.973037	3, 4
⑦	2.000	0.000	3.142	0.785398	0.785398	기동상단
⑧	2.000	0.000	3.142	0.785398	0.785398	기동하단

6.4 하중재하도

1) 연직하중

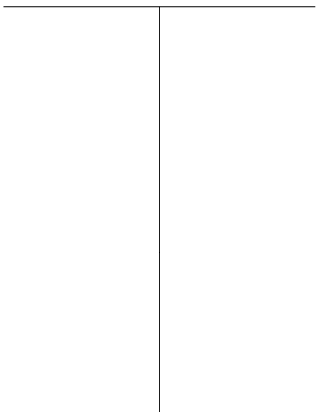
① 고정하중 (D)

2370.338 3086.194



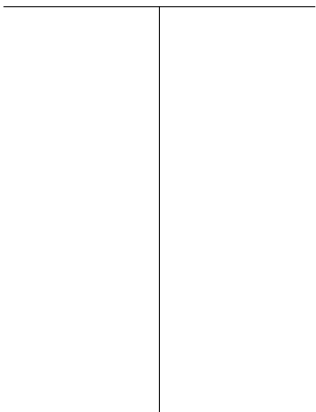
② 활하중 : 만재하시 (L1)

1349.815 601.175

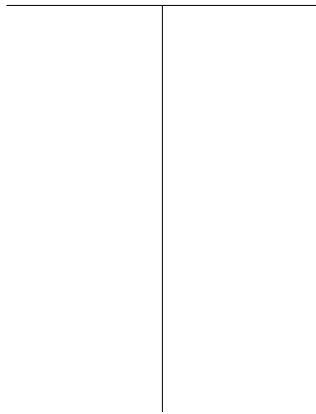


③ 활하중 : 좌측 편재하시 (L2)

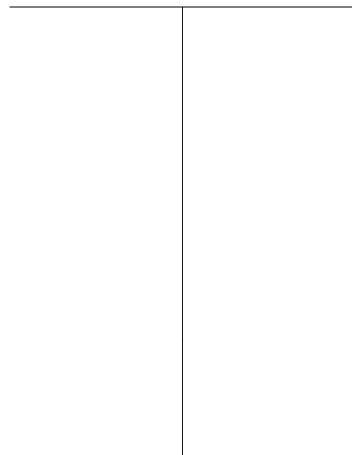
983.603 68.628



④ 활하중 : 우측 편재하시 (L3)
42.977 991.119



⑤ 양압력 및 부력 (Q3)

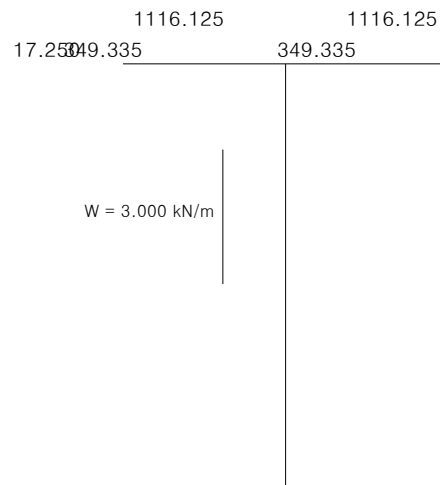


HWL : EL = 43.430 m
기초상단 : EL = 39.000 m
하저면 : EL = 41.811 m

2) 수평하중

① 교축직각 방향

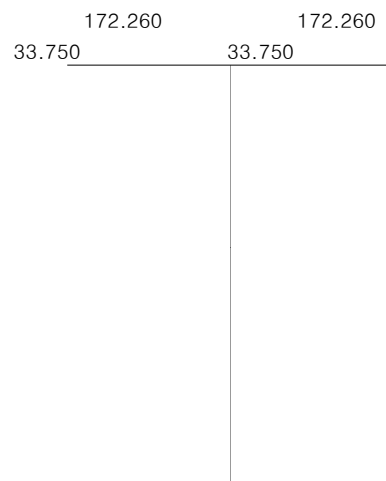
㉔ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-TR)



$$P = 698.670/2EA = 349.335 \text{ kN}$$

$$M = 2232.251/2EA = 1116.125 \text{ kN}$$

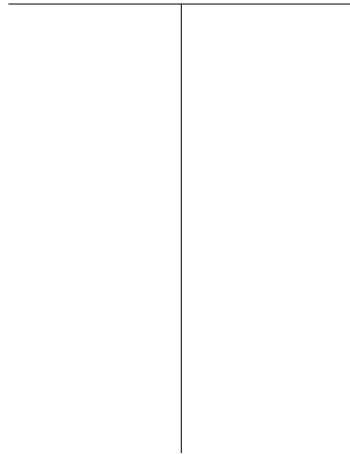
㉕ 풍하중 : 활하중에 재하되는 풍하중 (WL)



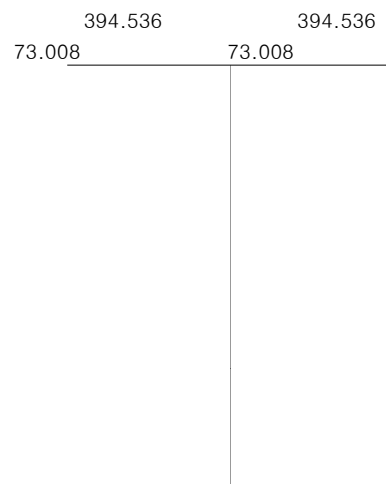
$$P = 67.500/2EA = 33.750 \text{ kN}$$

$$M = 344.520/2EA = 172.260 \text{ kN}$$

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

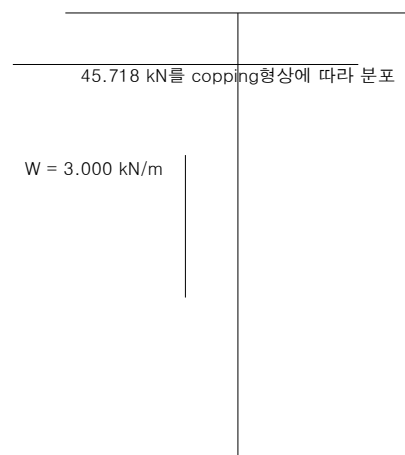


㉔ 원심하중 (CF) : 둘 중에 큰 값을 적용한다.

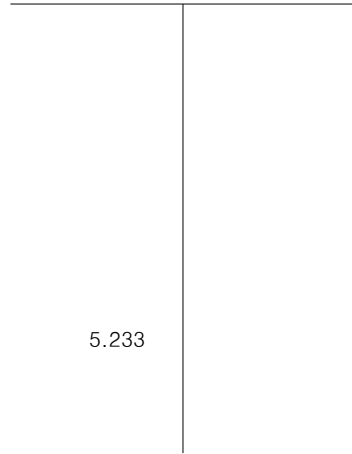


② 교축 방향

㉔ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-L0)



㉞ 유수압 (Q1-L0)



HWL : EL = 43.430 m
기초상단 : EL = 39.000 m
하저면 : EL = 41.811 m

7. 해석결과 집계

7.1 하중별 부재력 집계

① 기둥 : 부재번호 9

(교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-6332.800	1559.500	0.000	-7059.000	1559.500	0.000	
L1	-1951.000	-1721.900	0.000	-1951.000	-1721.900	0.000	
L2	-1052.200	-2104.400	0.000	-1052.200	-2104.400	0.000	
L3	-1034.100	2180.700	0.000	-1034.100	2180.700	0.000	
W-TR	0.000	3574.600	-715.900	0.000	8903.700	-724.700	
WL	0.000	471.100	-67.500	0.000	968.600	-67.500	
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-TR	0.000	4390.845	891.217	0.000	9754.102	922.003	
Q3	139.200	0.000	0.000	139.200	0.000	0.000	
CF	0.000	1062.900	-146.000	0.000	2139.100	-146.000	

(교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-6332.800	0.000	0.000	-7059.000	0.000	0.000	
L1	-1951.000	0.000	0.000	-1951.000	0.000	0.000	
L2	-1052.200	0.000	0.000	-1052.200	0.000	0.000	
L3	-1034.100	0.000	0.000	-1034.100	0.000	0.000	
W-L0	0.000	85.700	-45.700	0.000	474.800	-54.500	
WL	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
G-L01	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-L0	0.000	2761.146	894.251	0.000	8642.817	976.386	
Q1-L0	0.000	0.000	0.000	0.000	19.800	-5.200	
Q3	139.200	0.000	0.000	139.200	0.000	0.000	
CF	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	

② 두부분 : 내민보

하중	좌측 (부재4, 절점4)		우측 (부재5, 절점6)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-3731.300	2693.400	-4695.000	-3372.100	
L1	-1908.600	1349.800	-850.100	-601.200	
L2	-1390.800	983.600	-97.000	-68.600	
L3	-60.800	43.000	-1401.400	-991.100	
W-L0	0.000	0.000	0.000	0.000	
W-TR	1116.100	0.000	-1116.100	0.000	
WL	172.300	0.000	-172.300	0.000	
G-L01	0.000	0.000	0.000	0.000	
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-L0	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	
Q1-L0	0.000	0.000	0.000	0.000	
Q3	0.000	0.000	0.000	0.000	
CF	394.500	0.000	-394.500	0.000	

③ 두부분 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점8)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	-70.300	2494.300	-60.000	-3193.100
L1	0.000	1349.800	0.000	-601.200
L2	0.000	983.600	0.000	-68.600
L3	0.000	43.000	0.000	-991.100
W-L0	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	1116.100	0.000	-1116.100	0.000
WL	172.300	0.000	-172.300	0.000
G-L01	0.000	0.000	0.000	0.000
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000
E-L0	0.000	0.000	0.000	0.000
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000
Q1-L0	0.000	0.000	0.000	0.000
Q3	0.000	0.000	0.000	0.000
CF	394.500	0.000	-394.500	0.000

7.2 사용하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 9

(교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-8144.600	900.400	-146.000	-8870.800	1976.700	-146.000	
SV002	-7245.900	517.900	-146.000	-7972.100	1594.200	-146.000	
SV003	-7227.700	4803.000	-146.000	-7953.900	5879.300	-146.000	
SV004	-6193.600	5134.100	-715.900	-6919.800	10463.200	-724.700	
SV005	-8144.600	3158.800	-571.500	-8870.800	7397.200	-575.900	
SV006	-7245.900	2776.300	-571.500	-7972.100	7014.600	-575.900	
SV007	-7227.700	7061.400	-571.500	-7953.900	11299.800	-575.900	
SV008	-8144.600	900.400	-146.000	-8870.800	1976.700	-146.000	
SV009	-8144.600	900.400	-146.000	-8870.800	1976.700	-146.000	
SV010	-7245.900	517.900	-146.000	-7972.100	1594.200	-146.000	
SV011	-7245.900	517.900	-146.000	-7972.100	1594.200	-146.000	
SV012	-7227.700	4803.000	-146.000	-7953.900	5879.300	-146.000	
SV013	-7227.700	4803.000	-146.000	-7953.900	5879.300	-146.000	
SV014	-6193.600	5134.100	-715.900	-6919.800	10463.200	-724.700	
SV015	-6193.600	5134.100	-715.900	-6919.800	10463.200	-724.700	
SV016	-8144.600	3158.800	-571.500	-8870.800	7397.200	-575.900	
SV017	-8144.600	3158.800	-571.500	-8870.800	7397.200	-575.900	
SV018	-7245.900	2776.300	-571.500	-7972.100	7014.600	-575.900	
SV019	-7245.900	2776.300	-571.500	-7972.100	7014.600	-575.900	
SV020	-7227.700	7061.400	-571.500	-7953.900	11299.800	-575.900	
SV021	-7227.700	7061.400	-571.500	-7953.900	11299.800	-575.900	
SV022	-6193.600	5950.345	891.217	-6919.800	11313.602	922.003	

2) 교축방향

(교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SVB01	-8144.600	0.000	0.000	-8870.800	19.800	-5.200	
SVB02	-7245.900	0.000	0.000	-7972.100	19.800	-5.200	
SVB03	-7227.700	0.000	0.000	-7953.900	19.800	-5.200	
SVB04	-6193.600	85.700	-45.700	-6919.800	494.600	-59.800	
SVB05	-8144.600	42.900	-22.900	-8870.800	257.200	-32.500	
SVB06	-7245.900	42.900	-22.900	-7972.100	257.200	-32.500	
SVB07	-7227.700	42.900	-22.900	-7953.900	257.200	-32.500	
SVB08	-8144.600	0.000	0.000	-8870.800	19.800	-5.200	
SVB09	-8144.600	0.000	0.000	-8870.800	19.800	-5.200	
SVB10	-7245.900	0.000	0.000	-7972.100	19.800	-5.200	
SVB11	-7245.900	0.000	0.000	-7972.100	19.800	-5.200	
SVB12	-7227.700	0.000	0.000	-7953.900	19.800	-5.200	
SVB13	-7227.700	0.000	0.000	-7953.900	19.800	-5.200	
SVB14	-6193.600	85.700	-45.700	-6919.800	494.600	-59.800	
SVB15	-6193.600	85.700	-45.700	-6919.800	494.600	-59.800	
SVB16	-8144.600	42.900	-22.900	-8870.800	257.200	-32.500	
SVB17	-8144.600	42.900	-22.900	-8870.800	257.200	-32.500	
SVB18	-7245.900	42.900	-22.900	-7972.100	257.200	-32.500	
SVB19	-7245.900	42.900	-22.900	-7972.100	257.200	-32.500	
SVB20	-7227.700	42.900	-22.900	-7953.900	257.200	-32.500	
SVB21	-7227.700	42.900	-22.900	-7953.900	257.200	-32.500	
SVB22	-6193.600	2761.146	894.251	-6919.800	8662.617	971.186	

3) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재4, 절점4)		우측 (부재5, 절점6)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-5245.400	4043.200	-5939.600	-3973.300	
SV002	-4727.600	3677.000	-5186.600	-3440.700	
SV003	-3397.600	2736.400	-6491.000	-4363.200	
SV004	-2615.200	2693.400	-5811.100	-3372.100	
SV005	-4515.100	4043.200	-6669.900	-3973.300	
SV006	-3997.300	3677.000	-5916.900	-3440.700	
SV007	-2667.200	2736.400	-7221.300	-4363.200	
SV008	-5245.400	4043.200	-5939.600	-3973.300	
SV009	-5245.400	4043.200	-5939.600	-3973.300	
SV010	-4727.600	3677.000	-5186.600	-3440.700	
SV011	-4727.600	3677.000	-5186.600	-3440.700	
SV012	-3397.600	2736.400	-6491.000	-4363.200	
SV013	-3397.600	2736.400	-6491.000	-4363.200	
SV014	-2615.200	2693.400	-5811.100	-3372.100	
SV015	-2615.200	2693.400	-5811.100	-3372.100	
SV016	-4515.100	4043.200	-6669.900	-3973.300	

SV017	-4515.100	4043.200	-6669.900	-3973.300	
SV018	-3997.300	3677.000	-5916.900	-3440.700	
SV019	-3997.300	3677.000	-5916.900	-3440.700	
SV020	-2667.200	2736.400	-7221.300	-4363.200	
SV021	-2667.200	2736.400	-7221.300	-4363.200	
SV022	-3731.300	2693.400	-4695.000	-3372.100	

② 두부분 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점8)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	324.300	3844.200	-454.600	-3794.300
SV002	324.300	3477.900	-454.600	-3261.800
SV003	324.300	2537.300	-454.600	-4184.300
SV004	1045.900	2494.300	-1176.200	-3193.100
SV005	1054.600	3844.200	-1184.900	-3794.300
SV006	1054.600	3477.900	-1184.900	-3261.800
SV007	1054.600	2537.300	-1184.900	-4184.300
SV008	324.300	3844.200	-454.600	-3794.300
SV009	324.300	3844.200	-454.600	-3794.300
SV010	324.300	3477.900	-454.600	-3261.800
SV011	324.300	3477.900	-454.600	-3261.800
SV012	324.300	2537.300	-454.600	-4184.300
SV013	324.300	2537.300	-454.600	-4184.300
SV014	1045.900	2494.300	-1176.200	-3193.100
SV015	1045.900	2494.300	-1176.200	-3193.100
SV016	1054.600	3844.200	-1184.900	-3794.300
SV017	1054.600	3844.200	-1184.900	-3794.300
SV018	1054.600	3477.900	-1184.900	-3261.800
SV019	1054.600	3477.900	-1184.900	-3261.800
SV020	1054.600	2537.300	-1184.900	-4184.300
SV021	1054.600	2537.300	-1184.900	-4184.300
SV022	-70.300	2494.300	-60.000	-3193.100

7.3 계수하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 9

(교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-12246.400	-293.000	-189.800	-13190.400	1106.100	-189.800	
UL002	-10314.000	-1115.500	-189.800	-11258.100	283.600	-189.800	
UL003	-10275.000	8097.600	-189.800	-11219.100	9496.700	-189.800	
UL004	-8051.700	6674.300	-930.700	-8995.800	13602.100	-942.200	
UL005	-10588.000	4106.500	-742.900	-11532.100	9616.400	-748.700	
UL006	-9419.600	3609.100	-742.900	-10363.700	9119.000	-748.700	
UL007	-9396.100	9179.900	-742.900	-10340.100	14689.800	-748.700	
UL008	-10588.000	1170.600	-189.800	-11532.100	2569.700	-189.800	
UL009	-10588.000	1170.600	-189.800	-11532.100	2569.700	-189.800	
UL010	-9419.600	673.200	-189.800	-10363.700	2072.400	-189.800	
UL011	-9419.600	673.200	-189.800	-10363.700	2072.400	-189.800	
UL012	-9396.100	6244.000	-189.800	-10340.100	7643.100	-189.800	
UL013	-9396.100	6244.000	-189.800	-10340.100	7643.100	-189.800	
UL014	-7742.100	6417.600	-894.900	-8649.800	13079.000	-905.900	
UL015	-7742.100	6417.600	-894.900	-8649.800	13079.000	-905.900	
UL016	-10180.800	3948.500	-714.300	-11088.500	9246.500	-719.900	
UL017	-10180.800	3948.500	-714.300	-11088.500	9246.500	-719.900	
UL018	-9057.300	3470.300	-714.300	-9965.100	8768.300	-719.900	
UL019	-9057.300	3470.300	-714.300	-9965.100	8768.300	-719.900	
UL020	-9034.700	8826.800	-714.300	-9942.400	14124.800	-719.900	
UL021	-9034.700	8826.800	-714.300	-9942.400	14124.800	-719.900	
UL022	-6193.600	5950.345	891.217	-6919.800	11313.602	922.003	
UL023	-10588.000	1170.600	-189.800	-11532.100	2569.700	-189.800	
UL024	-9419.600	673.200	-189.800	-10363.700	2072.400	-189.800	
UL025	-9396.100	6244.000	-189.800	-10340.100	7643.100	-189.800	
UL026	-7432.400	6160.900	-859.100	-8303.800	12555.800	-869.700	

2) 교축직각방향(편심최대)

① 기둥 : 부재번호 9

(교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UE001	-10346.500	-760.900	-189.800	-11072.700	638.300	-189.800	
UE002	-8414.200	-1583.400	-189.800	-9140.400	-184.200	-189.800	
UE003	-8375.200	7629.700	-189.800	-9101.400	9028.900	-189.800	
UE004	-6151.900	6206.500	-930.700	-6878.100	13134.300	-942.200	
UE005	-8688.200	3638.600	-742.900	-9414.400	9148.500	-748.700	
UE006	-7519.800	3141.300	-742.900	-8246.000	8651.200	-748.700	
UE007	-7496.200	8712.000	-742.900	-8222.400	14221.900	-748.700	
UE008	-8688.200	702.700	-189.800	-9414.400	2101.900	-189.800	
UE009	-8688.200	702.700	-189.800	-9414.400	2101.900	-189.800	
UE010	-7519.800	205.400	-189.800	-8246.000	1604.600	-189.800	
UE011	-7519.800	205.400	-189.800	-8246.000	1604.600	-189.800	
UE012	-7496.200	5776.100	-189.800	-8222.400	7175.300	-189.800	
UE013	-7496.200	5776.100	-189.800	-8222.400	7175.300	-189.800	
UE014	-5842.200	5949.800	-894.900	-6532.100	12611.100	-905.900	
UE015	-5842.200	5949.800	-894.900	-6532.100	12611.100	-905.900	
UE016	-8281.000	3480.700	-714.300	-8970.800	8778.700	-719.900	
UE017	-8281.000	3480.700	-714.300	-8970.800	8778.700	-719.900	
UE018	-7157.500	3002.500	-714.300	-7847.400	8300.500	-719.900	
UE019	-7157.500	3002.500	-714.300	-7847.400	8300.500	-719.900	
UE020	-7134.800	8358.900	-714.300	-7824.700	13656.900	-719.900	
UE021	-7134.800	8358.900	-714.300	-7824.700	13656.900	-719.900	
UE022	-6193.600	3023.115	891.217	-6919.800	4810.867	922.003	
UE023	-8688.200	702.700	-189.800	-9414.400	2101.900	-189.800	
UE024	-7519.800	205.400	-189.800	-8246.000	1604.600	-189.800	
UE025	-7496.200	5776.100	-189.800	-8222.400	7175.300	-189.800	
UE026	-5532.500	5693.100	-859.100	-6186.100	12088.000	-869.700	

3) 교축방향

(교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-12246.400	0.000	0.000	-13190.400	25.700	-6.800	
ULB02	-10314.000	0.000	0.000	-11258.100	25.700	-6.800	
ULB03	-10275.000	0.000	0.000	-11219.100	25.700	-6.800	
ULB04	-8051.700	111.400	-59.400	-8995.800	642.900	-77.700	
ULB05	-10588.000	55.700	-29.700	-11532.100	334.300	-42.300	
ULB06	-9419.600	55.700	-29.700	-10363.700	334.300	-42.300	
ULB07	-9396.100	55.700	-29.700	-10340.100	334.300	-42.300	
ULB08	-10588.000	0.000	0.000	-11532.100	25.700	-6.800	
ULB09	-10588.000	0.000	0.000	-11532.100	25.700	-6.800	
ULB10	-9419.600	0.000	0.000	-10363.700	25.700	-6.800	
ULB11	-9419.600	0.000	0.000	-10363.700	25.700	-6.800	
ULB12	-9396.100	0.000	0.000	-10340.100	25.700	-6.800	
ULB13	-9396.100	0.000	0.000	-10340.100	25.700	-6.800	
ULB14	-7742.100	107.200	-57.100	-8649.800	618.200	-74.700	
ULB15	-7742.100	107.200	-57.100	-8649.800	618.200	-74.700	
ULB16	-10180.800	53.600	-28.600	-11088.500	321.500	-40.600	
ULB17	-10180.800	53.600	-28.600	-11088.500	321.500	-40.600	
ULB18	-9057.300	53.600	-28.600	-9965.100	321.500	-40.600	
ULB19	-9057.300	53.600	-28.600	-9965.100	321.500	-40.600	
ULB20	-9034.700	53.600	-28.600	-9942.400	321.500	-40.600	
ULB21	-9034.700	53.600	-28.600	-9942.400	321.500	-40.600	
ULB22	-6193.600	2761.146	894.251	-6919.800	8662.617	971.186	
ULB23	-10588.000	0.000	0.000	-11532.100	25.700	-6.800	
ULB24	-9419.600	0.000	0.000	-10363.700	25.700	-6.800	
ULB25	-9396.100	0.000	0.000	-10340.100	25.700	-6.800	
ULB26	-7432.400	102.900	-54.900	-8303.800	593.500	-71.700	

4) 교축방향(편심최대)

(교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UEB01	-10346.500	0.000	0.000	-11072.700	25.700	-6.800	
UEB02	-8414.200	0.000	0.000	-9140.400	25.700	-6.800	
UEB03	-8375.200	0.000	0.000	-9101.400	25.700	-6.800	
UEB04	-6151.900	111.400	-59.400	-6878.100	642.900	-77.700	
UEB05	-8688.200	55.700	-29.700	-9414.400	334.300	-42.300	
UEB06	-7519.800	55.700	-29.700	-8246.000	334.300	-42.300	
UEB07	-7496.200	55.700	-29.700	-8222.400	334.300	-42.300	
UEB08	-8688.200	0.000	0.000	-9414.400	25.700	-6.800	
UEB09	-8688.200	0.000	0.000	-9414.400	25.700	-6.800	
UEB10	-7519.800	0.000	0.000	-8246.000	25.700	-6.800	
UEB11	-7519.800	0.000	0.000	-8246.000	25.700	-6.800	
UEB12	-7496.200	0.000	0.000	-8222.400	25.700	-6.800	
UEB13	-7496.200	0.000	0.000	-8222.400	25.700	-6.800	
UEB14	-5842.200	107.200	-57.100	-6532.100	618.200	-74.700	
UEB15	-5842.200	107.200	-57.100	-6532.100	618.200	-74.700	
UEB16	-8281.000	53.600	-28.600	-8970.800	321.500	-40.600	
UEB17	-8281.000	53.600	-28.600	-8970.800	321.500	-40.600	
UEB18	-7157.500	53.600	-28.600	-7847.400	321.500	-40.600	
UEB19	-7157.500	53.600	-28.600	-7847.400	321.500	-40.600	
UEB20	-7134.800	53.600	-28.600	-7824.700	321.500	-40.600	
UEB21	-7134.800	53.600	-28.600	-7824.700	321.500	-40.600	
UEB22	-6193.600	920.382	894.251	-6919.800	2900.739	971.186	
UEB23	-8688.200	0.000	0.000	-9414.400	25.700	-6.800	
UEB24	-7519.800	0.000	0.000	-8246.000	25.700	-6.800	
UEB25	-7496.200	0.000	0.000	-8222.400	25.700	-6.800	
UEB26	-5532.500	102.900	-54.900	-6186.100	593.500	-71.700	

5) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재4, 절점4)		우측 (부재5, 절점6)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-8441.400	6403.500	-8444.000	-5676.300	
UL002	-7328.100	5616.100	-6825.000	-4531.300	
UL003	-4468.500	3593.800	-9629.500	-6514.600	
UL004	-3399.800	3501.400	-7554.500	-4383.700	
UL005	-5869.600	5256.200	-8670.900	-5165.300	
UL006	-5196.500	4780.100	-7692.000	-4473.000	
UL007	-3467.400	3557.300	-9387.700	-5672.200	
UL008	-6819.100	5256.200	-7721.500	-5165.300	
UL009	-6819.100	5256.200	-7721.500	-5165.300	
UL010	-6145.900	4780.100	-6742.600	-4473.000	
UL011	-6145.900	4780.100	-6742.600	-4473.000	
UL012	-4416.800	3557.300	-8438.300	-5672.200	
UL013	-4416.800	3557.300	-8438.300	-5672.200	
UL014	-3269.000	3366.700	-7263.900	-4215.100	
UL015	-3269.000	3366.700	-7263.900	-4215.100	
UL016	-5643.900	5054.000	-8337.400	-4966.600	
UL017	-5643.900	5054.000	-8337.400	-4966.600	
UL018	-4996.600	4596.200	-7396.100	-4300.900	
UL019	-4996.600	4596.200	-7396.100	-4300.900	
UL020	-3334.000	3420.500	-9026.600	-5454.000	
UL021	-3334.000	3420.500	-9026.600	-5454.000	
UL022	-3731.300	2693.400	-4695.000	-3372.100	
UL023	-6819.100	5256.200	-7721.500	-5165.300	
UL024	-6145.900	4780.100	-6742.600	-4473.000	
UL025	-4416.800	3557.300	-8438.300	-5672.200	
UL026	-3138.200	3232.100	-6973.400	-4046.500	

② 두부분 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점8)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	421.600	6144.700	-590.900	-5443.600
UL002	421.600	5357.400	-590.900	-4298.600
UL003	421.600	3335.000	-590.900	-6282.000
UL004	1359.600	3242.600	-1529.000	-4151.100
UL005	1371.000	4997.400	-1540.400	-4932.600
UL006	1371.000	4521.300	-1540.400	-4240.300
UL007	1371.000	3298.500	-1540.400	-5439.500
UL008	421.600	4997.400	-590.900	-4932.600
UL009	421.600	4997.400	-590.900	-4932.600
UL010	421.600	4521.300	-590.900	-4240.300
UL011	421.600	4521.300	-590.900	-4240.300
UL012	421.600	3298.500	-590.900	-5439.500
UL013	421.600	3298.500	-590.900	-5439.500
UL014	1307.300	3117.900	-1470.200	-3991.400
UL015	1307.300	3117.900	-1470.200	-3991.400
UL016	1318.300	4805.200	-1481.100	-4742.900
UL017	1318.300	4805.200	-1481.100	-4742.900
UL018	1318.300	4347.400	-1481.100	-4077.200
UL019	1318.300	4347.400	-1481.100	-4077.200
UL020	1318.300	3171.600	-1481.100	-5230.300
UL021	1318.300	3171.600	-1481.100	-5230.300
UL022	-70.300	2494.300	-60.000	-3193.100
UL023	421.600	4997.400	-590.900	-4932.600
UL024	421.600	4521.300	-590.900	-4240.300
UL025	421.600	3298.500	-590.900	-5439.500
UL026	1255.000	2993.200	-1411.400	-3831.800

8. 두부보 설계

8.1 내민보의 설계 : 좌측 (절점 4)

1) 내민길이의 산정

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

[도로교 설계기준 5.4.4.1]

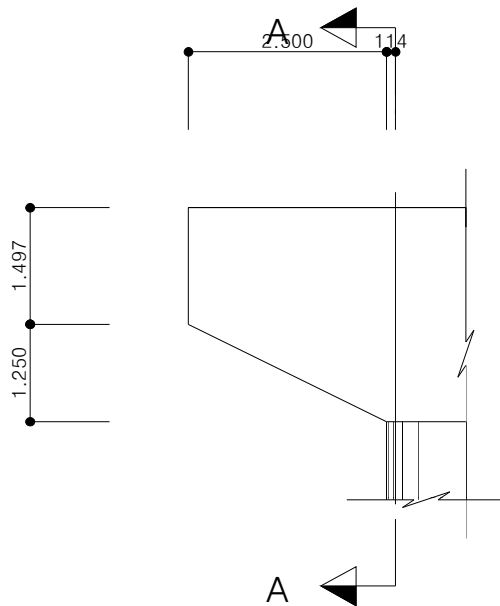
① 기둥의 단면적

$$A = \pi \times 2.000^2 / 4 = 3.142 \text{ m}^2$$

② 치환단면의 한변길이

$$L = \sqrt{3.142} = 1.772 \text{ m}$$

☞ 위험단면은 기둥끝단으로부터 $0.114\text{m}(= 1.000 - 1.772/2)$ 에 위치한다.



2) 브래킷 판정

① 위험단면에서의 작용력 : 『단면력 집계』 참조

$$V_u = 6403.500 \text{ kN} - \text{"UL0-01"}$$

$$M_u = 8441.400 \text{ kN.m}$$

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

② 브래킷 판정

$$a = 8441.400 / 6403.500 = 1.318 \text{ m}$$

$$d = 2.500 - 0.144 = 2.356 \text{ m}$$

$$a/d = 1.318 / 2.356 = 0.560 \leq 1.0 \quad \therefore \text{브래킷으로 검토}$$

3) 브래킷 검토

★ 단면제원 및 설계가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $\Phi=0.80$, $\Phi f=0.80$, $\Phi v=0.80$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	외단깊이(mm)	Vu(kN)
2300.0	2500.0	2355.9	100.0	2144.9	6403.5

$a = 1318.248 \text{ mm}$, $d = 2355.905 \text{ mm}$

$a / d (= 0.560) \leq 1 \rightarrow$ Bracket으로 설계. [콘크리트 구조설계기준] 7.9.2

지압면의 외단깊이 $\geq 0.5d$, $2144.876 \text{ mm} \geq 0.5 \times 2355.905 \text{ mm} \therefore \text{O.K}$

① 설계 단면력 산정

$V_u = 6403.500 \text{ kN}$

$N_{uc} = 0.20 \times 6403.500 = 1280.700 \text{ kN}$

$M_u = M_u' + N_{uc} \times (h - d)$

$= 8441.400 + 1280.700 \times (2.500 - 2.356)$

$= 8625.943 \text{ kN.m}$

② 전단마찰철근(A_v)의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우, [도로교 설계기준] 4.4.6.4

$V_{n\_max} \leq 0.2 \times f_{ck} \times b_o \times d$, $5.6 \times b_o \times d$

$\leq 0.2 \times 27 \times 2300.000 \times 2355.905 = 29260.335 \text{ kN}$

$\leq 5.6 \times 2300.000 \times 2355.905 = 30344.052 \text{ kN}$

$\Phi V_{n\_max} = 0.80 \times 29260.335 = 23408.268 \text{ kN} \geq V_u (=6403.500 \text{ kN}) \therefore \text{O.K}$

V_u

$A_v = \frac{V_u}{\Phi v \times f_y \times \mu}$ ($\Phi v=0.80$, $\mu=1.4\lambda$, $\lambda=1.0$; 일체로 친 보통 콘크리트)

$\Phi v \times f_y \times \mu$

$= 6403500.000 / (0.80 \times 400 \times 1.4)$

$= 14293.527 \text{ mm}^2$

③ 휨모멘트 철근(A_f)의 설계

$M_u = 8441.400 + 1280.700 \times (2.500 - 2.356) = 8625.943 \text{ kN.m}$

$A_f \times f_y$

$a = \frac{M_u}{0.85 \times f_{ck} \times B}$

$0.85 \times f_{ck} \times B$

$M_n = M_u / \Phi = A_f \times f_y \times (d - a/2) \rightarrow$ 위의 a 를 대입하여 A_f 를 이차방정식으로

$d - \sqrt{[d^2 - 4 \times M_u / (1.7 \times f_{ck} \times B \times \Phi)]}$

$A_f = \frac{M_n}{2 \times f_y / (1.7 \times f_{ck} \times B)}$

$2 \times f_y / (1.7 \times f_{ck} \times B)$

$= 11674.832 \text{ mm}^2$

④ 수평인장 철근(A_n)의 설계

$N_{uc} = 0.20 \times 6403.500 = 1280.700 \text{ kN}$

$A_n = N_{uc} / (\Phi \times f_y) = 4002.188 \text{ mm}^2$

⑤ 주인장철근(A_s)의 산정

주인장철근의 단면적은 $(A_f + A_n)$ 과 $(2/3 A_v + A_n)$ 중 큰값을 취한다.

$\rightarrow A_s = 15677.019 \text{ mm}^2$

$$\begin{aligned} A_{s(\min)} &= 0.04 \times (f_{ck} / f_y) \times B \times d \\ &= 0.04 \times (27 / 400) \times 2300.000 \times 2355.905 \\ &= 14630.168 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Use } A_s = 21832.900 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 } 144.10 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : H29-10.0EA + H29-9.0EA, \quad d_1 = 100.00 \text{ mm}$$

$$2\text{단} : H25-10.0EA + H25-9.0EA, \quad d_2 = 200.00 \text{ mm}$$

$$\text{Use } A_s \geq 15677.019 \text{ mm}^2, 14630.168 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

⑥ 폐쇄 스티럽, 띠철근(Ah)의 산정

$$\begin{aligned} A_h &= 0.5 \times (A_s - A_n) = 0.5 \times (15677.019 - 4002.188) \\ &= 5837.416 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{사용철근량 (1단)} : H19 - 6.0 EA = 1719.000 \text{ mm}^2$$

$$\text{철근의 배치 범위} : 2/3 d = 2/3 \times 2355.90 = 1570.60 \text{ mm 구간에 } 7.0 \text{ 단 설치}$$

$$\blacktriangleright \text{사용철근량(7.0단)} : H19 - 42.00 EA = 12033.000 \text{ mm}^2 \geq 5837.416 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

4) 외측빔 검토 : 깊은보로 검토

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

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

$$a = 1 < 2d (=4.800) \quad \therefore \text{깊은 보로 전단설계}$$

$$- a/2 = 0.659 \text{ m} \quad (< d = 2.400 \text{ m}) \text{ L 위험단면 위치}$$

$$- V_u = 6281.391 \text{ kN} - \text{"UL0-01}$$

$$\text{부재번호} : 2 \text{ (1단 : 절점2, J단 : 절점3)} \quad \text{부재길이(L)} : 1.300 \text{ m}$$

$$V_{ui} = 6144.700 \text{ kN} \text{ (1단)}, V_{uj} = 6380.100 \text{ kN} \text{ (J단)}$$

$$\text{검토위치}(L_c) = 1.955 \text{ m} \text{ (두부보 좌측단에서의 거리)}$$

$$\begin{aligned} V_u &= V_{ui} + (V_{uj} - V_{ui})/L \times (L_c - \text{1단 좌표}) \\ &= 6144.700 + (6380.100 - 6144.700)/1.300 \times (1.955 - 1.200) \\ &= 6281.391 \text{ kN} \end{aligned}$$

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	L_n (mm)	d(mm)	V_u (kN)	f_{ck} (MPa)	f_y (MPa)
2300.00	2636.50	2355.91	6281.39	27.00	400.00

* 최대전단강도 검토

$$\begin{aligned} \Phi_{\text{Max}} V_n &= \Phi \times 5 \times \sqrt{f_{ck}} / 6 \times b \times d \\ &= 0.80 \times 5 \times \sqrt{27} / 6 \times 2300.00 \times 2355.90 \\ &= 18770.514 \text{ kN} \geq V_u (= 6281.391 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

* 콘크리트의 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_c &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 2300.00 \times 2355.90 = 3754.103 \text{ kN} \\ &< V_u (= 6281.391 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.} \end{aligned}$$

* 전단철근의 전단강도

㉠ 수직 전단철근

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

$$A_v = H_{19} - 6.0 EA (=1719.000 \text{ mm}^2) \geq 0.0025 \times b \times s (=1437.500 \text{ mm}^2)$$

㉞ 수평 전단철근

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

$$A_{vh} = H_{19} - 6.0 EA (=1719.000 \text{ mm}^2) \geq 0.0015 \times b \times s_h (=862.500 \text{ mm}^2)$$

$$\rightarrow V_s = [A_v/s \times (1+L_n/d)/12 + A_{vh}/s_h \times (1-L_n/d)/12] \times f_y \times d = 6479.680 \text{ kN}$$

* 설계 전단강도

$$\Phi V_n = \Phi \times (S_s + S_c) = 0.80 \times (6479.680 + 4692.628)$$

$$= 8937.847 \text{ kN} \geq V_u (= 6281.391 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K}$$

5) 수평력에 의한 검토

- 교축방향 지진시 수평력과 두부보관성력으로 교축방향 모멘트를 산정

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

$$w_1 = 1.497 \times 2.614 \times 2.300 \times 25.000 \times 0.185 = 41.626 \text{ kN}$$

$$w_2 = 1.250 \times (2.614 - 0.114) / 2 \times 2.300 \times 25.000 \times (= 16.621 \text{ kN}$$

$$w_3 = 1.250 \times (2.614 - 2.500) \times 2.300 \times 25.000 \times 0.185 = 1.516 \text{ kN}$$

$$V_c = 41.626 + 16.621 + 1.516 = 59.763 \text{ kN}$$

$$M_c = 41.626 \times 1.307 + 16.621 \times 0.947 + 1.516 \times 0.001 = 70.238 \text{ kN.m}$$

$$V_u = 389.474 + 59.763(V_c)$$

$$= 449.237 \text{ kN}$$

$$M_u = 389.474 \times 1.414 + 70.238(M_c)$$

$$= 620.954 \text{ kN.m}$$

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2500.00	2300.00	2200.00	100.00	620.95	449.24

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 4300.600 \times 400.00 = 1720240.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 2500.000 = 57375.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 29.982 \text{ mm, } c = 29.982 / \beta_1 = 29.982 / 0.85 = 35.273 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2200.00 - 35.273) / 35.273 = 0.18411$$

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

* 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 831.247 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4300.6 mm^2 (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 5.174]

1단 : H19 - 11.0 EA , H29 - 1.0 EA (= 3793.9 mm^2)

2단 : H25 - 1.0 EA (= 506.7 mm^2)

* 철근비 검토

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

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

$$\rho_{\max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.0208$$

$$\rho_{\text{use}} = A_s / b d = 0.00078$$

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

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 29.982 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 4300.600 \times 400 \times (2200.00 - a/2) = 3194.929 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 620.954 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 5.145]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 2200.00 \text{ mm}$)

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

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 2500.00 \times 2200.00 = 3810.512 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c/2 \geq V_u (= 449.237 \text{ kN}) , \text{ 전단보강 불필요.}$$

6) 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 5245.400 \times 1000000 / [21832.900 \times (2355.905 - 497.028)]$$

$$= 109.693 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 21832.900/2300.0 + 7 \times 21832.900/2300.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 2300.0 \times 2355.9)/(7 \times 21832.900)]}$$

$$= 497.028 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 21832.9 \text{ mm}^2 \text{ (철근도심 : } 144.1 \text{ mm)}$$

$$1\text{단} : \text{H29} - 19.0 \text{ EA} (= 12205.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H25} - 19.0 \text{ EA} (= 9627.3 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

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

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

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 109.69) - 2.5 \times 85.50 = 504.16 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 109.69) = 574.33 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 504.16 mm 를 적용

$$S = 2300.00 / 19.0 \text{ EA} = 121.05 \leq S_a (= 504.16 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

7) 수평력 검토에 의한 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 620.954 \times 1000000 / [4300.600 \times (2200.000 - 218.454)] \\ = 67.877 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 4300.600/2500.0 + 7 \times 4300.600/2500.0 \times \sqrt{[1 + 2 \times 2500.0 \times 2200.0/(7 \times 4300.600)]} \\ = 218.454 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 4300.6 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 100.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : H19 - 11.0 \text{ EA}, H29 - 1.0 \text{ EA} \quad (= 3793.9 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : H25 - 1.0 \text{ EA} \quad (= 506.7 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

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

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

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 67.88) - 2.5 \times 85.50 = 946.41$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 67.88) = 928.14 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 928.14 mm 를 적용

$$S = 2500.00 / 12.0 \text{ EA} = 208.33 \leq S_a (= 928.14 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

8.2 내민보의 설계 : 우측 (절점 6)

1) 내민길이의 산정

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

[도로교 설계기준 5.4.4.1]

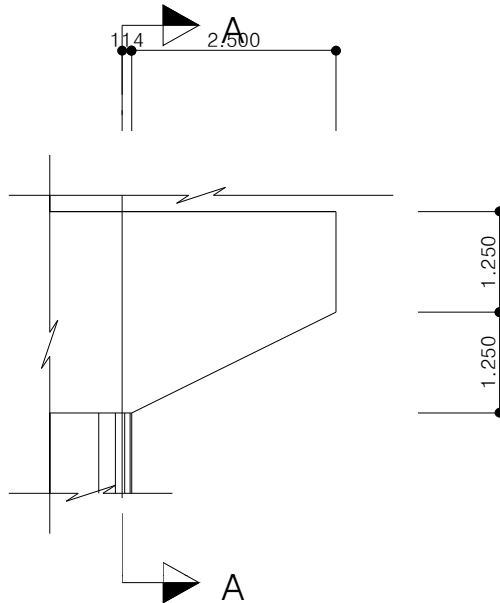
① 기둥의 단면적

$$A = \pi \times 2.000^2 / 4 = 3.142 \text{ m}^2$$

② 치환단면의 한변길이

$$L = \sqrt{3.142} = 1.772 \text{ m}$$

☞ 위험단면은 기둥끝단으로부터 $0.114\text{m}(= 1.000 - 1.772/2)$ 에 위치한다.



2) 브래킷 판정

① 위험단면에서의 작용력 : 『단면력 집계』 참조

$$V_u = 6514.600 \text{ kN} - \text{"UL0-03"}$$

$$M_u = 9629.500 \text{ kN.m}$$

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

② 브래킷 판정

$$a = 9629.500 / 6514.600 = 1.478 \text{ m}$$

$$d = 2.500 - 0.144 = 2.356 \text{ m}$$

$$a/d = 1.478 / 2.356 = 0.627 \leq 1.0 \quad \therefore \text{브래킷으로 검토}$$

3) 브래킷 검토

★ 단면제원 및 설계가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $\Phi=0.80$, $\Phi f=0.80$, $\Phi v=0.80$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	외단깊이(mm)	Vu(kN)
2300.0	2500.0	2355.9	100.0	1817.9	6514.6

$a = 1478.141 \text{ mm}$, $d = 2355.905 \text{ mm}$

$a / d (= 0.627) \leq 1 \rightarrow$ Bracket으로 설계. [콘크리트 구조설계기준] 7.9.2

지압면의 외단깊이 $\geq 0.5d$, $1817.929 \text{ mm} \geq 0.5 \times 2355.905 \text{ mm} \therefore \text{O.K}$

① 설계 단면력 산정

$$V_u = 6514.600 \text{ kN}$$

$$N_{uc} = 0.20 \times 6514.600 = 1302.920 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} M_u &= M_u' + N_{uc} \times (h - d) \\ &= 9629.500 + 1302.920 \times (2.500 - 2.356) \\ &= 9817.245 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

② 전단마찰철근($A_v f$)의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우, [도로교 설계기준] 4.4.6.4

$$\begin{aligned} V_{n\_max} &\leq 0.2 \times f_{ck} \times b_o \times d, 5.6 \times b_o \times d \\ &\leq 0.2 \times 27 \times 2300.000 \times 2355.905 = 29260.335 \text{ kN} \\ &\leq 5.6 \times 2300.000 \times 2355.905 = 30344.052 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\Phi V_{n\_max} = 0.80 \times 29260.335 = 23408.268 \text{ kN} \geq V_u (=6514.600 \text{ kN}) \therefore \text{O.K}$$

$$\begin{aligned} A_v f &= \frac{V_u}{\Phi v \times f_y \times \mu} \quad (\Phi v=0.80, \mu=1.4\lambda, \lambda=1.0; \text{일체로 친 보통 콘크리트}) \\ &= 6514600.000 / (0.80 \times 400 \times 1.4) \\ &= 14541.518 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

③ 휨모멘트 철근(A_f)의 설계

$$\begin{aligned} M_u &= 9629.500 + 1302.920 \times (2.500 - 2.356) = 9817.245 \text{ kN.m} \\ A_f \times f_y &= \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a &= \frac{M_u}{0.85 \times f_{ck} \times B} \\ M_n &= M_u / \Phi = A_f \times f_y \times (d - a/2) \rightarrow \text{위의 } a \text{를 대입하여 } A_f \text{를 이차방정식으로} \\ &\quad d - \sqrt{[d^2 - 4 \times M_u / (1.7 \times f_{ck} \times B \times \Phi)]} \\ A_f &= \frac{M_n}{2 \times f_y / (1.7 \times f_{ck} \times B)} \\ &= 13325.559 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

④ 수평인장 철근(A_n)의 설계

$$N_{uc} = 0.20 \times 6514.600 = 1302.920 \text{ kN}$$

$$A_n = N_{uc} / (\Phi \times f_y) = 4071.625 \text{ mm}^2$$

⑤ 주인장철근(A_s)의 산정

주인장철근의 단면적은 $(A_f + A_n)$ 과 $(2/3 A_v f + A_n)$ 중 큰값을 취한다.

$$\rightarrow A_s = 17397.184 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} A_{s(\min)} &= 0.04 \times (f_{ck} / f_y) \times B \times d \\ &= 0.04 \times (27 / 400) \times 2300.000 \times 2355.905 \\ &= 14630.168 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Use } A_s = 21832.900 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 } 144.10 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : H29-10.0EA + H29-9.0EA, \quad d_1 = 100.00 \text{ mm}$$

$$2\text{단} : H25-10.0EA + H25-9.0EA, \quad d_2 = 200.00 \text{ mm}$$

$$\text{Use } A_s \geq 17397.184 \text{ mm}^2, 14630.168 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

⑥ 폐쇄 스티럽, 띠철근(Ah)의 산정

$$\begin{aligned} A_h &= 0.5 \times (A_s - A_n) = 0.5 \times (17397.184 - 4071.625) \\ &= 6662.780 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{사용철근량 (1단)} : H19 - 6.0 EA = 1719.000 \text{ mm}^2$$

$$\text{철근의 배치 범위} : 2/3 d = 2/3 \times 2355.90 = 1570.60 \text{ mm 구간에 } 7.0 \text{ 단 설치}$$

$$\blacktriangleright \text{사용철근량(7.0단)} : H19 - 42.00 EA = 12033.000 \text{ mm}^2 \geq 6662.780 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

4) 외측빔 검토 : 깊은보로 검토

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

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

$$a = 1 < 2d (=4.800) \quad \therefore \text{깊은 보로 전단설계}$$

$$- a/2 = 0.739 \text{ m} \quad (< d = 2.400 \text{ m}) \text{ L 위험단면 위치}$$

$$- V_u = 6391.702 \text{ kN} - \text{"UL0-03}$$

$$\text{부재번호} : 7 \text{ (I단 : 절점7, J단 : 절점8)} \quad \text{부재길이(L)} : 1.300 \text{ m}$$

$$V_{ui} = -6493.300 \text{ kN (I단)}, V_{uj} = -6282.000 \text{ kN (J단)}$$

$$\text{검토위치}(L_c) = 5.125 \text{ m (두부보 좌측단에서의 거리)}$$

$$\begin{aligned} V_u &= V_{ui} + (V_{uj} - V_{ui})/L \times (L_c - \text{I단 좌표}) \\ &= -6493.300 + (-6282.000 - -6493.300)/1.300 \times (5.125 - 4.500) \\ &= -6391.702 \text{ kN} \end{aligned}$$

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	L_n (mm)	d(mm)	V_u (kN)	f_{ck} (MPa)	f_y (MPa)
2300.00	2956.28	2355.91	6391.70	27.00	400.00

* 최대전단강도 검토

$$\begin{aligned} \Phi_{\text{Max}} V_n &= \Phi \times 5 \times \sqrt{f_{ck}} / 6 \times b \times d \\ &= 0.80 \times 5 \times \sqrt{27} / 6 \times 2300.00 \times 2355.90 \\ &= 18770.514 \text{ kN} \geq V_u (= 6391.702 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

* 콘크리트의 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_c &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 2300.00 \times 2355.90 = 3754.103 \text{ kN} \\ &< V_u (= 6391.702 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.} \end{aligned}$$

* 전단철근의 전단강도

㉠ 수직 전단철근

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

$$A_v = H_{19} - 6.0 EA (=1719.000 \text{ mm}^2) \geq 0.0025 \times b \times s (=1437.500 \text{ mm}^2)$$

㉞ 수평 전단철근

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

$$A_{vh} = H_{19} - 6.0 EA (=1719.000 \text{ mm}^2) \geq 0.0015 \times b \times s_h (=862.500 \text{ mm}^2)$$

$$\rightarrow V_s = [A_v/s \times (1+L_n/d)/12 + A_{vh}/s_h \times (1-L_n/d)/12] \times f_y \times d = 6479.680 \text{ kN}$$

* 설계 전단강도

$$\Phi V_n = \Phi \times (S_s + S_c) = 0.80 \times (6479.680 + 4692.628)$$

$$= 8937.847 \text{ kN} \geq V_u (= 6391.702 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K}$$

5) 수평력에 의한 검토

- 교축방향 지진시 수평력과 두부보관성력으로 교축방향 모멘트를 산정

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

$$w_1 = 1.497 \times 2.614 \times 2.300 \times 25.000 \times 0.185 = 41.626 \text{ kN}$$

$$w_2 = 1.250 \times (2.614 - 0.114) / 2 \times 2.300 \times 25.000 \times (= 16.621 \text{ kN}$$

$$w_3 = 1.250 \times (2.614 - 2.500) \times 2.300 \times 25.000 \times 0.185 = 1.516 \text{ kN}$$

$$V_c = 41.626 + 16.621 + 1.516 = 59.763 \text{ kN}$$

$$M_c = 41.626 \times 1.307 + 16.621 \times 0.947 + 1.516 \times 0.001 = 70.238 \text{ kN.m}$$

$$V_u = 431.969 + 59.763(V_c)$$

$$= 491.732 \text{ kN}$$

$$M_u = 431.969 \times 1.414 + 70.238(M_c)$$

$$= 681.042 \text{ kN.m}$$

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2500.00	2300.00	2200.00	100.00	681.04	491.73

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 4300.600 \times 400.00 = 1720240.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 2500.000 = 57375.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 29.982 \text{ mm, } c = 29.982 / \beta_1 = 29.982 / 0.85 = 35.273 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2200.00 - 35.273) / 35.273 = 0.18411$$

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

* 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 911.801 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4300.6 mm^2 (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 4.717]

1단 : H19 - 11.0 EA , H29 - 1.0 EA (= 3793.9 mm^2)

2단 : H25 - 1.0 EA (= 506.7 mm^2)

* 철근비 검토

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

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

$$\rho_{\max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.0208$$

$$\rho_{\text{use}} = A_s / b d = 0.00078$$

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

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 29.982 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 4300.600 \times 400 \times (2200.00 - a/2) = 3194.929 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 681.042 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 4.691]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 2200.00 \text{ mm}$)

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

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 2500.00 \times 2200.00 = 3810.512 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c/2 \geq V_u (= 491.732 \text{ kN}) , \text{ 전단보강 불필요.}$$

6) 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 7221.300 \times 1000000 / [21832.900 \times (2355.905 - 497.028)]$$

$$= 151.013 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 21832.900/2300.0 + 7 \times 21832.900/2300.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 2300.0 \times 2355.9)/(7 \times 21832.900)]}$$

$$= 497.028 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 21832.9 \text{ mm}^2 \text{ (철근도심 : } 144.1 \text{ mm)}$$

$$1\text{단} : \text{H29} - 19.0 \text{ EA} (= 12205.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H25} - 19.0 \text{ EA} (= 9627.3 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

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

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

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 151.01) - 2.5 \times 85.50 = 307.73 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 151.01) = 417.18 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 307.73 mm 를 적용

$$S = 2300.00 / 19.0 \text{ EA} = 121.05 \leq S_a (= 307.73 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

7) 수평력 검토에 의한 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 681.042 \times 1000000 / [4300.600 \times (2200.000 - 218.454)] \\ = 74.446 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 4300.600/2500.0 + 7 \times 4300.600/2500.0 \times \sqrt{[1 + 2 \times 2500.0 \times 2200.0 / (7 \times 4300.600)]} \\ = 218.454 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 4300.6 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 : } 100.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H19} - 11.0 \text{ EA}, \text{H29} - 1.0 \text{ EA} \quad (= 3793.9 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H25} - 1.0 \text{ EA} \quad (= 506.7 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

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

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

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 74.45) - 2.5 \times 85.50 = 844.07$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 74.45) = 846.25 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 844.07 mm 를 적용

$$S = 2500.00 / 12.0 \text{ EA} = 208.33 \leq S_a (= 844.07 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

8.3 교량받침 위치 검토

1) 받침위치1(교량받침1) : UL0-01(절점 2)

: L_n 이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

$$a = 0.069 (421.60/6144.70) < 2d(=3.994) \quad \therefore \text{깊은 보로 전단설계}$$

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	L_n (mm)	d(mm)	V_u (kN)	f_{ck} (MPa)	f_y (MPa)
2300.00	2636.50	1997.00	6144.70	27.00	400.00

* 최대전단강도 검토

$$\begin{aligned} \Phi_{\text{Max}} V_n &= \Phi \times 5 \times \sqrt{f_{ck}} / 6 \times b \times d \\ &= 0.80 \times 5 \times \sqrt{27} / 6 \times 2300.00 \times 1997.00 \\ &= 15910.965 \text{ kN} \geq V_u (= 6144.700 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

* 콘크리트의 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_c &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 2300.00 \times 1997.00 = 3182.193 \text{ kN} \\ &< V_u (= 6144.700 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.} \end{aligned}$$

* 전단철근의 전단강도

㉠ 수직 전단철근

$$\begin{aligned} s &= 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K} \\ A_v &= H19 - 6.0 \text{ EA } (=1719.000 \text{ mm}^2) \geq 0.0025 \times b \times s (=1437.500 \text{ mm}^2) \end{aligned}$$

㉡ 수평 전단철근

$$\begin{aligned} s_h &= 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K} \\ A_{vh} &= H19 - 6.0 \text{ EA } (=1719.000 \text{ mm}^2) \geq 0.0015 \times b \times s_h (=862.500 \text{ mm}^2) \end{aligned}$$

$$\rightarrow V_s = [A_v/s \times (1+L_n/d)/12 + A_{vh}/s_h \times (1-L_n/d)/12] \times f_y \times d = 5492.549 \text{ kN}$$

* 설계 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_n &= \Phi \times (S_s + S_c) = 0.80 \times (5492.549 + 3977.741) \\ &= 7576.232 \text{ kN} \geq V_u (= 6144.700 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- 사용성 검토

① 응력 산정

$$\begin{aligned} f_s &= M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 1054.600 \times 1000000 / [3151.500 \times (1997.000 - 186.369)] \\ &= 172.949 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \chi &= -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ &= -7 \times 3151.500/2300.0 + 7 \times 3151.500/2300.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 2300.0 \times 1997.0)/(7 \times 3151.500)]} \\ &= 186.369 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{사용철근량} = 3151.5 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 : } 100.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : H19 - 11.0 \text{ EA } (= 3151.5 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

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

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

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 172.95) - 2.5 \times 90.50 = 229.09 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 172.95) = 364.27 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 229.09 mm 를 적용

$$S = 2300.00 / 11.0 \text{ EA} = 209.09 \leq S_a (= 229.09 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

2) 받침위치2(교량받침2) : UL0-03(절점 8)

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

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

$$a = 0.094 (590.90/6282.00) < 2d(=3.500) \therefore \text{깊은 보로 전단설계}$$

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2300.00	2956.28	1705.91	6282.00	27.00	400.00

* 최대전단강도 검토

$$\begin{aligned} \Phi_{\text{Max}} V_n &= \Phi \times 5 \times \sqrt{f_{ck}} / 6 \times b \times d \\ &= 0.80 \times 5 \times \sqrt{27} / 6 \times 2300.00 \times 1705.90 \\ &= 13591.682 \text{ kN} \geq V_u (= 6282.000 \text{ kN}) \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

* 콘크리트의 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_c &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 2300.00 \times 1705.90 = 2718.336 \text{ kN} \\ &< V_u (= 6282.000 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.} \end{aligned}$$

* 전단철근의 전단강도

㉠ 수직 전단철근

$$\begin{aligned} s &= 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \therefore \text{O.K} \\ A_v &= H19 - 6.0 \text{ EA } (=1719.000 \text{ mm}^2) \geq 0.0025 \times b \times s (=1437.500 \text{ mm}^2) \end{aligned}$$

㉡ 수평 전단철근

$$\begin{aligned} s_h &= 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \therefore \text{O.K} \\ A_{vh} &= H19 - 6.0 \text{ EA } (=1719.000 \text{ mm}^2) \geq 0.0015 \times b \times s_h (=862.500 \text{ mm}^2) \end{aligned}$$

$$\rightarrow V_s = [A_v/s \times (1+L_n/d)/12 + A_{vh}/s_h \times (1-L_n/d)/12] \times f_y \times d = 4691.920 \text{ kN}$$

* 설계 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_n &= \Phi \times (S_s + S_c) = 0.80 \times (4691.920 + 3397.920) \\ &= 6471.872 \text{ kN} \geq V_u (= 6282.000 \text{ kN}) \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- 사용성 검토

① 응력 산정

$$\begin{aligned} f_s &= M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 1184.900 \times 1000000 / [21832.900 \times (1705.905 - 414.305)] \\ &= 34.616 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \chi &= -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ &= -7 \times 21832.900/2300.0 + 7 \times 21832.900/2300.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 2300.0 \times 1705.9)/(7 \times 21832.900)]} \\ &= 414.305 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{사용철근량} = 21832.9 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 144.1 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : H29 - 19.0 \text{ EA } (= 12205.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : H25 - 19.0 \text{ EA } (= 9627.3 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

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

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

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 34.62) - 2.5 \times 85.50 = 2061.4$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 34.62) = 1819.96 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 1819.96 mm 를 적용

$$S = 2300.00 / 19.0 \text{ EA} = 121.05 \leq S_a (= 1819.96 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

9. 기둥 설계

9.1 교축직각방향

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pe(kN)	Pu(kN)	M1(kN.m)	M2(kN.m)	V(kN)	Δ (m)	비 고
UL001	-9176.700	-13190.400	-293.000	1106.100	-189.800	0.00100	축력최대
UL007	-9176.700	-10340.100	9179.900	14689.800	-748.700	0.02400	모멘트최대
UL022	-7059.000	-6919.800	5950.345	11313.602	922.003	0.03178	탄성설계
UL022	-7059.000	-6919.800	3023.115	4810.867	922.003	0.03178	소성설계
UE026	-6353.100	-6186.100	5693.100	12088.000	-869.700	0.01800	편심최대

註) Pe : 장기지속축력 (= 고정하중에 의한 축력 x 고정하중계수)

Pu : 전체축력, M1, M2 : 기둥상단, 하단 모멘트

Vu : 전단력, Δ : 기둥상단의 변위량

※ 소성설계시 지진시 모멘트에 대하여 응답수정계수(R=3.000)로 나눈 값을 적용한다

2) 기둥검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.005	0.018	0.060	0.K	52040.916	13190.400	1115.020	3.945	0.K
모멘트최대	0.005	0.018	0.060	0.K	13073.740	10340.100	15238.382	1.264	0.K
탄성설계	0.005	0.018	0.060	0.K	13544.809	6919.800	11615.608	1.957	0.K
편심최대	0.005	0.018	0.060	0.K	9378.121	6186.100	12259.635	1.516	0.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 9, UL001)

㉞ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$, $\theta=90.000^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	$P_u(\text{kN})$	$M_u(\text{kN.m})$	e(mm)
100.000	1885.263	13190.400	1115.020	84.533

㉞ 압축부재의 장주효과

㉞ 총 안정지수 산정

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

$$= 13190.400 \times 0.00100 / (-189.800 \times 9.246)$$

$$= 0.008$$

여기서, $\sum P_u$: 총전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

V_u : 층전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 9.246 m)

㉞ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, $k = 2.100$

$$\text{세장비 } \lambda = k \times L_u / r \leq 22$$

$$= 2.100 \times 10.118 / 0.500$$

$$= 42.496 > 22.000 \quad \therefore \text{장주}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.500$: 부재단면의 최소회전반경

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 10.118 m)

㉞ 모멘트 확대계수 산정

$$\delta_s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$$

$$= 1 / (1 - 0.008)$$

$$= 1.008$$

㉞ 확대 모멘트 산정

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s \times M_{1s}$$

$$= 0.000 + 1.008 \times -293.000$$

$$= -295.363 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s \times M_{2s}$$

$$= 0.000 + 1.008 \times 1106.100$$

$$= 1115.020 \text{ kN.m}$$

㉞ 철근비 검토

$$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2, A_{st} = 55246.40 \text{ mm}^2, P_{use} = 0.01759$$

$$- 1\text{단} : \text{H29} - 43\text{EA} (A_s=27623.200 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : \text{H29} - 43\text{EA} (A_s=27623.200 \text{ mm}^2), d_2 = 129.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0176) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{\Psi 0.80(0.85 \times f_{ck} + 0.01 \times f_y)\} = 873999.470 \text{ mm}^2$$

$$A_{eff} \geq \frac{1}{2} A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2) \text{ 이어야 하므로 } 1570796.327 \text{ mm}^2 \text{ 를 적용.}$$

㉞ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1131.158 \text{ mm}, ab = k_1 \times c_b = 961.484 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1493840.504 = 34283.640 \text{ kN}, \sum C_{si} = 8372.531 \text{ kN}, \sum T_{si} = 6417.951$$

$$\begin{aligned}
 P_b &= 34283.640 + 8372.531 - 6417.951 = 36238.219 \text{ kN} \\
 M_b &= C_c \times -480.742 + \sum(C_{si} \cdot d_i) + \sum(T_{si} \cdot d_i) = 25330.744 \text{ kN.m} \\
 e_b &> e \rightarrow \text{압축 파괴} \quad (e_b = M_b/P_b = 699.006 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 84.533 \text{ mm})
 \end{aligned}$$

㉓ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 2140.036 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1819.031 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 3000593.458 = 68863.620 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 14175.143 \text{ kN}, \sum T_{si} = 0.000 \text{ kN}$$

$$P_n = 68863.620 + 14175.143 - 0.000 = 83038.763 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 951.527 + \sum(C_{si} \cdot d_i) + \sum(T_{si} \cdot d_i) = 7019.359 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (=84.531)| = 0.0016 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉔ 강도감소계수(Φ) 산정

$$d_t = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm}$$

$$c = 2140.036 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 1819.031 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 2140.04) / 2140.04 = -0.00034$$

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

㉕ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\} = 74344.165 \text{ kN} < P_n = 83038.763 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 0.70 \times 74344.165 = 52040.916 \text{ kN} \geq P_u = 13190.400 \text{ kN} \therefore \text{O.K.}$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.085 = 4399.159 \text{ kN.m} \geq M_u = 1115.020 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K.}$$

② 모멘트최대 : (부재 9, UL007)

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$, $\theta=90.000^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	$P_u(\text{kN})$	$M_u(\text{kN.m})$	e(mm)
100.000	1885.263	10340.100	15238.382	1473.717

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

$$Q = \frac{\sum P_u \Delta}{(V_u L_c)}$$

$$= \frac{10340.100 \times 0.02400}{(-748.700 \times 9.246)}$$

$$= 0.036$$

여기서, $\sum P_u$: 총전체의 수직하중
 Δ : 총상단의 상대변위
 V_u : 총전단력
 L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 9.246 m)

㉣ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, $k = 2.100$

$$\text{세장비 } \lambda = k \times L_u / r \leq 22$$

$$= 2.100 \times 10.118 / 0.500$$

$$= 42.496 > 22.000 \quad \therefore \text{장주}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.500$: 부재단면의 최소회전반경
 L_u : 압축부재의 비지지길이(= 10.118 m)

㉤ 모멘트 확대계수 산정

$$\delta_s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$$

$$= 1 / (1 - 0.036)$$

$$= 1.037$$

㉥ 확대 모멘트 산정

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s \times M_{1s}$$

$$= 0.000 + 1.037 \times 9179.900$$

$$= 9522.718 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s \times M_{2s}$$

$$= 0.000 + 1.037 \times 14689.800$$

$$= 15238.382 \text{ kN.m}$$

㉦ 철근비 검토

$$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2, A_{st} = 55246.40 \text{ mm}^2, P_{use} = 0.01759$$

- 1단 : H29 - 43EA ($A_s=27623.200 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H29 - 43EA ($A_s=27623.200 \text{ mm}^2$), $d_2 = 129.000 \text{ mm}$

$$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0176) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{\Psi 0.80(0.85 \times f_{ck} + 0.01 \times f_y)\} = 685137.821 \text{ mm}^2$$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉧ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1131.158 \text{ mm}, \quad a_b = k_1 \times c_b = 961.484 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1493840.504 = 34283.640 \text{ kN}, \quad \sum C_{si} = 8372.531 \text{ kN}, \quad \sum T_{si} = 6417.951$$

$$P_b = 34283.640 + 8372.531 - 6417.951 = 36238.219 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times -480.742 + \sum(C_{si} \cdot d_i) + \sum(T_{si} \cdot d_i) = 25330.744 \text{ kN.m}$$

$$e_b < e \rightarrow \text{인장 파괴} \quad (e_b = M_b/P_b = 699.006 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 1473.717 \text{ mm})$$

㉞ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 767.297 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 652.202 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 889522.009 = 20414.530 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 6364.487 \text{ kN}, \quad \sum T_{si} = 10863.265 \text{ kN}$$

$$P_n = 20414.530 + 6364.487 - 10863.265 = 15915.753 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 943.816 + \sum(C_{si} \cdot d_i) + \sum(T_{si} \cdot d_i) = 23455.266 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (=1473.714)| = 0.0032 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㉞ 강도감소계수(Φ) 산정

$$d_t = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm}$$

$$c = 767.297 \text{ mm}, \quad a = k_1 \times c = 652.202 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 767.30) / 767.30 = 0.00443$$

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.00500$ 이므로 변화구간단면이며, $\Phi = 0.82$ 를 적용한다.

$$\Phi = 0.700 + (0.0044 - 0.0020) \times (0.850 - 0.700) / (0.00500 - 0.00200) = 0.821$$

㉞ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\} = 74344.165 \text{ kN} \geq P_n = 15915.753 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 0.82 \times 15915.753 = 13073.740 \text{ kN} \geq P_u = 10340.100 \text{ kN} \therefore \text{O.K.}$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 1.474 = 19266.993 \text{ kN.m} \geq M_u = 15238.382 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K.}$$

③ 탄성설계 : (부재 9, UL022)

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\phi_c=1.00$, $\theta=90.000^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	$P_u(\text{kN})$	$M_u(\text{kN.m})$	e(mm)
100.000	1885.263	6919.800	11615.608	1678.605

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

$$Q = \frac{\sum P_u \Delta}{(V_u L_c)}$$

$$= \frac{6919.800 \times 0.03178}{(922.003 \times 9.246)}$$

$$= 0.026$$

여기서, $\sum P_u$: 총전체의 수직하중
 Δ : 총상단의 상대변위
 V_u : 총전단력
 L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 9.246 m)

㉣ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, $k = 2.100$

$$\text{세장비 } \lambda = k \times L_u / r \leq 22$$

$$= 2.100 \times 10.118 / 0.500$$

$$= 42.496 > 22.000 \quad \therefore \text{장주}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.500$: 부재단면의 최소회전반경
 L_u : 압축부재의 비지지길이(= 10.118 m)

㉤ 모멘트 확대계수 산정

$$\delta_s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$$

$$= 1 / (1 - 0.026)$$

$$= 1.027$$

㉥ 확대 모멘트 산정

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s \times M_{1s}$$

$$= 0.000 + 1.027 \times 5950.345$$

$$= 6109.184 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s \times M_{2s}$$

$$= 0.000 + 1.027 \times 11313.602$$

$$= 11615.608 \text{ kN.m}$$

㉦ 철근비 검토

$$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2, A_{st} = 55246.40 \text{ mm}^2, \rho_{use} = 0.01759$$

- 1단 : H29 - 43EA ($A_s=27623.200 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H29 - 43EA ($A_s=27623.200 \text{ mm}^2$), $d_2 = 129.000 \text{ mm}$

$$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0176) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{\psi 0.80(0.85 f_{ck} + 0.01 f_y)\} = 458507.819 \text{ mm}^2$$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2} A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉧ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1131.158 \text{ mm}, \quad a_b = k_1 \times c_b = 961.484 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1493840.504 = 34283.640 \text{ kN}, \quad \sum C_{si} = 8372.531 \text{ kN}, \quad \sum T_{si} = 6417.951$$

$$P_b = 34283.640 + 8372.531 - 6417.951 = 36238.219 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times -480.742 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 25330.744 \text{ kN.m}$$

$$e_b < e \rightarrow \text{인장 파괴} \quad (e_b = M_b/P_b = 699.006 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 1678.605 \text{ mm})$$

㉞ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 722.542 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 614.160 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 818745.222 = 18790.203 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 6101.150 \text{ kN}, \quad \sum T_{si} = 11346.544 \text{ kN}$$

$$P_n = 18790.203 + 6101.150 - 11346.544 = 13544.809 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 946.487 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 22736.275 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (=1678.597)| = 0.0076 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㉞ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\} = 74344.165 \text{ kN} \geq P_n = 13544.809 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 1.00 \times 13544.809 = 13544.809 \text{ kN} \geq P_u = 6919.800 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 1.679 = 22736.378 \text{ kN.m} \geq M_u = 11615.608 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$$

④ 편심최대 : (부재 9, UE026)

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\phi_c=0.70$, $\theta=90.000^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	$P_u(\text{kN})$	$M_u(\text{kN.m})$	e(mm)
100.000	1885.263	6186.100	12259.635	1981.804

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

$$Q = \frac{\sum P_u \Delta}{(V_u L_c)}$$

$$= \frac{6186.100 \times 0.01800}{(-869.700 \times 9.246)}$$

$$= 0.014$$

여기서, $\sum P_u$: 총전체의 수직하중
 Δ : 총상단의 상대변위
 V_u : 총전단력
 L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 9.246 m)

㉣ 세장비 검토

황구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, $k = 2.100$

$$\text{세장비 } \lambda = k \times L_u / r \leq 22$$

$$= 2.100 \times 10.118 / 0.500$$

$$= 42.496 > 22.000 \quad \therefore \text{장주}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.500$: 부재단면의 최소회전반경
 L_u : 압축부재의 비지지길이(= 10.118 m)

㉤ 모멘트 확대계수 산정

$$\delta_s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$$

$$= 1 / (1 - 0.014)$$

$$= 1.014$$

㉥ 확대 모멘트 산정

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s \times M_{1s}$$

$$= 0.000 + 1.014 \times 5693.100$$

$$= 5773.935 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s \times M_{2s}$$

$$= 0.000 + 1.014 \times 12088.000$$

$$= 12259.635 \text{ kN.m}$$

㉦ 철근비 검토

$$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2, A_{st} = 55246.40 \text{ mm}^2, P_{use} = 0.01759$$

- 1단 : H29 - 43EA ($A_s=27623.200 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H29 - 43EA ($A_s=27623.200 \text{ mm}^2$), $d_2 = 129.000 \text{ mm}$

$$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0176) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{\psi 0.80(0.85 \times f_{ck} + 0.01 \times f_y)\} = 409892.658 \text{ mm}^2$$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉧ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1131.158 \text{ mm}, \quad a_b = k_1 \times c_b = 961.484 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1493840.504 = 34283.640 \text{ kN}, \quad \sum C_{si} = 8372.531 \text{ kN}, \quad \sum T_{si} = 6417.951$$

$$P_b = 34283.640 + 8372.531 - 6417.951 = 36238.219 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times -480.742 + \sum(C_{si} \cdot d_i) + \sum(T_{si} \cdot d_i) = 25330.744 \text{ kN.m}$$

$$e_b < e \rightarrow \text{인장 파괴} \quad (e_b = M_b/P_b = 699.006 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 1981.804 \text{ mm})$$

㉞ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 675.270 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 573.979 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 745305.983 = 17104.772 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 5782.340 \text{ kN}, \quad \sum T_{si} = 11854.029 \text{ kN}$$

$$P_n = 17104.772 + 5782.340 - 11854.029 = 11033.083 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 949.406 + \sum(C_{si} \cdot d_i) + \sum(T_{si} \cdot d_i) = 21865.410 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (=1981.804)| = 0.0006 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉞ 강도감소계수(Φ) 산정

$$d_t = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm}$$

$$c = 675.270 \text{ mm}, \quad a = k_1 \times c = 573.979 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 675.27) / 675.27 = 0.00544$$

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

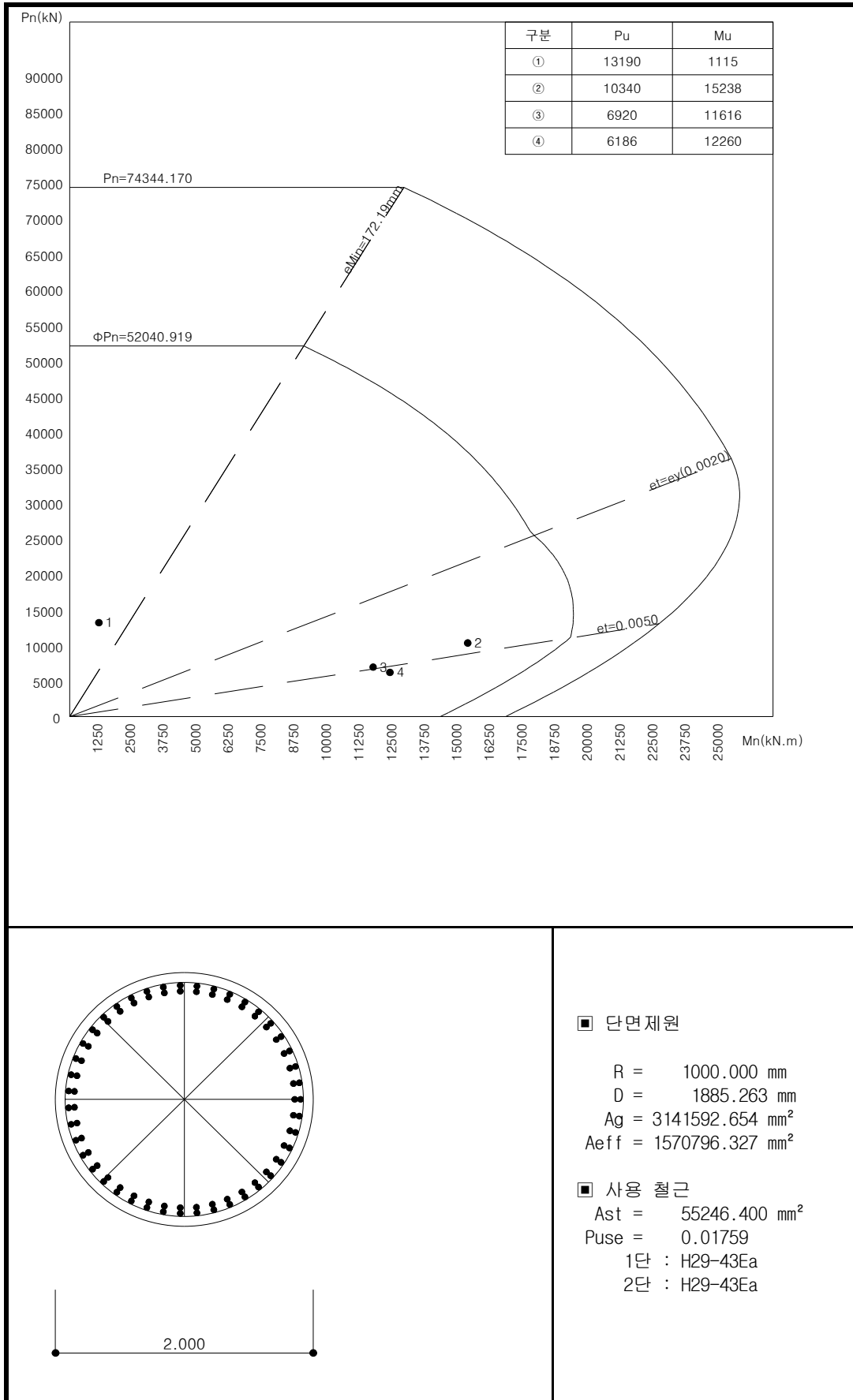
㉞ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max}P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\} = 74344.165 \text{ kN} \geq P_n = 11033.083 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 0.85 \times 11033.083 = 9378.121 \text{ kN} \geq P_u = 6186.100 \text{ kN} \therefore \text{O.K.}$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 1.982 = 18585.593 \text{ kN.m} \geq M_u = 12259.635 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K.}$$

4) PM 상관도



9.2 교축방향

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pe(kN)	Pu(kN)	M1(kN.m)	M2(kN.m)	V(kN)	Δ (m)	비 고
ULB01	-9176.700	-13190.400	0.000	25.700	-6.800	0.00000	축력최대
ULB04	-9176.700	-8995.800	111.400	642.900	-77.700	0.00100	모멘트최대
ULB22	-7059.000	-6919.800	2761.146	8662.617	971.186	0.03029	탄성설계
ULB22	-7059.000	-6919.800	920.382	2900.739	971.186	0.03029	소성설계
UEB26	-6353.100	-6186.100	102.900	593.500	-71.700	0.00100	편심최대

註) Pe : 장기지속축력 (= 고정하중에 의한 축력 x 고정하중계수)

Pu : 전체축력, M1, M2 : 기둥상단, 하단 모멘트

Vu : 전단력, Δ : 기둥상단의 변위량

※ 소성설계시 지진시 모멘트에 대하여 응답수정계수(R=3.000)로 나눈 값을 적용한다

2) 기둥검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.005	0.018	0.060	0.K	52040.916	13190.400	25.700	3.945	0.K
모멘트최대	0.005	0.018	0.060	0.K	52040.916	8995.800	651.368	5.785	0.K
탄성설계	0.005	0.018	0.060	0.K	18903.393	6919.800	8866.548	2.732	0.K
편심최대	0.005	0.018	0.060	0.K	59475.332	6186.100	598.890	9.614	0.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 9, ULB01)

㉞ 설계조건 및 단면가정

$$f_{ck}=27\text{MPa}, f_y=400\text{MPa}, k_1=0.85, \Phi_c=0.70$$

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1885.263	13190.400	25.700	1.948

㉟ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

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

$$= 13190.400 \times 0.00000 / (6.800 \times 9.246)$$

$$= 0.000$$

여기서, $\sum P_u$: 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

V_u : 층전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 9.246 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, $k = 2.100$

$$\text{세장비 } \lambda = k \times L_u / r \leq 22$$

$$= 2.100 \times 10.118 / 0.500$$

$$= 42.496 > 22.000 \quad \therefore \text{장주}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.500$: 부재단면의 최소회전반경

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 10.118 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

$$\delta_s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$$

$$= 1 / (1 - 0.000)$$

$$= 1.000$$

㉣ 확대 모멘트 산정

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s \times M_{1s}$$

$$= 0.000 + 1.000 \times 0.000$$

$$= 0.000 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s \times M_{2s}$$

$$= 0.000 + 1.000 \times 25.700$$

$$= 25.700 \text{ kN.m}$$

㉤ 철근비 검토

$$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2, A_{st} = 55246.40 \text{ mm}^2, P_{use} = 0.01759$$

$$\text{1단 : H29 - 43EA } (A_s=27623.200 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$\text{2단 : H29 - 43EA } (A_s=27623.200 \text{ mm}^2), d_2 = 129.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0176) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y) \} = 873999.470 \text{ mm}^2$$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g$ (= 1570796.327 mm²) 이어야 하므로 1570796.327 mm² 를 적용.

㉥ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1131.158 \text{ mm}, ab = k_1 \times c_b = 961.484 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1493840.504 = 34283.640 \text{ kN}, \sum C_{si} = 8372.531 \text{ kN}, \sum T_{si} = 6417.951$$

$$\begin{aligned}
 P_b &= 34283.640 + 8372.531 - 6417.951 = 36238.219 \text{ kN} \\
 M_b &= C_c \times -480.742 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 25330.744 \text{ kN.m} \\
 e_b &> e \rightarrow \text{압축 파괴} \quad (e_b = M_b/P_b = 699.006 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 1.948 \text{ mm})
 \end{aligned}$$

㉞ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 5007.729 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 4256.569 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 3141936.858 = 72107.451 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 20615.548 \text{ kN}, \quad \sum T_{si} = 0.000 \text{ kN}$$

$$P_n = 72107.451 + 20615.548 - 0.000 = 92722.999 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 2128.285 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 181.286 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (=1.955)| = 0.0068 \leq 0.010 \quad \therefore \text{허용오차 만족}$

㉞ 강도감소계수(Φ) 산정

$$d_t = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm}$$

$$c = 5007.729 \text{ mm}, \quad a = k_1 \times c = 4256.569 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 5007.73) / 5007.73 = -0.00186$$

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

㉞ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\} = 74344.165 \text{ kN} < P_n = 92722.999 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 0.70 \times 74344.165 = 52040.916 \text{ kN} \geq P_u = 13190.400 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.002 = 101.396 \text{ kN.m} \geq M_u = 25.700 \text{ kN.m} \quad \therefore \text{O.K}$$

② 모멘트최대 : (부재 9, ULB04)

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$

피복(mm)	d(mm)	$P_u(\text{kN})$	$M_u(\text{kN.m})$	e(mm)
100.000	1885.263	8995.800	651.368	72.408

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

$$Q = \frac{\sum P_u \Delta}{(V_u L_c)} \\ = \frac{8995.800 \times 0.00100}{(77.700 \times 9.246)} \\ = 0.013$$

여기서, $\sum P_u$: 총전체의 수직하중
 Δ : 층상단의 상대변위
 V_u : 총전단력
 L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 9.246 m)

㉣ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, $k = 2.100$

$$\text{세장비 } \lambda = k \times L_u / r \leq 22 \\ = 2.100 \times 10.118 / 0.500 \\ = 42.496 > 22.000 \quad \therefore \text{장주}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.500$: 부재단면의 최소회전반경
 L_u : 압축부재의 비지지길이(= 10.118 m)

㉤ 모멘트 확대계수 산정

$$\delta_s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0 \\ = 1 / (1 - 0.013) \\ = 1.013$$

㉥ 확대 모멘트 산정

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s \times M_{1s} \\ = 0.000 + 1.013 \times 111.400 \\ = 112.867 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s \times M_{2s} \\ = 0.000 + 1.013 \times 642.900 \\ = 651.368 \text{ kN.m}$$

㉦ 철근비 검토

$$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2, A_{st} = 55246.40 \text{ mm}^2, P_{use} = 0.01759$$

- 1단 : H29 - 43EA ($A_s=27623.200 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$
- 2단 : H29 - 43EA ($A_s=27623.200 \text{ mm}^2$), $d_2 = 129.000 \text{ mm}$

$$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0176) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \times f_{ck} + 0.01 \times f_y) \} = 596064.140 \text{ mm}^2$$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉧ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1131.158 \text{ mm}, \quad a_b = k_1 \times c_b = 961.484 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1493840.504 = 34283.640 \text{ kN}, \quad \sum C_{si} = 8372.531 \text{ kN}, \quad \sum T_{si} = 6417.951$$

$$P_b = 34283.640 + 8372.531 - 6417.951 = 36238.219 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times -480.742 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 25330.744 \text{ kN.m}$$

$$e_b > e \rightarrow \text{압축 파괴} \quad (e_b = M_b/P_b = 699.006 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 72.408 \text{ mm})$$

㉞ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 2186.566 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1858.581 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 3043633.843 = 69851.397 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 14388.680 \text{ kN}, \quad \sum T_{si} = 0.000 \text{ kN}$$

$$P_n = 69851.397 + 14388.680 - 0.000 = 84240.077 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 958.854 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 6099.812 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (=72.410)| = 0.0019 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㉞ 강도감소계수(Φ) 산정

$$d_t = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm}$$

$$c = 2186.566 \text{ mm}, \quad a = k_1 \times c = 1858.581 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 2186.57) / 2186.57 = -0.00039$$

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

㉞ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\} = 74344.165 \text{ kN} < P_n = 84240.077 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 0.70 \times 74344.165 = 52040.916 \text{ kN} \geq P_u = 8995.800 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.072 = 3768.178 \text{ kN.m} \geq M_u = 651.368 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$$

③ 탄성설계 : (부재 9, ULB22)

㉞ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=1.00$

피복(mm)	d(mm)	$P_u(\text{kN})$	$M_u(\text{kN.m})$	e(mm)
100.000	1885.263	6919.800	8866.548	1281.330

㉞ 압축부재의 장주효과

㉞ 총 안정지수 산정

$$Q = \frac{\sum P_u \cdot \Delta}{(V_u \cdot L_c)}$$

$$= \frac{6919.800 \times 0.03029}{(971.186 \times 9.246)}$$

$$= 0.023$$

여기서, $\sum P_u$: 총전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

V_u : 총전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 9.246 m)

㉞ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, $k = 2.100$

$$\text{세장비 } \lambda = k \times L_u / r \leq 22$$

$$= 2.100 \times 10.118 / 0.500$$

$$= 42.496 > 22.000 \quad \therefore \text{장주}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.500$: 부재단면의 최소회전반경

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 10.118 m)

㉞ 모멘트 확대계수 산정

$$\delta_s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$$

$$= 1 / (1 - 0.023)$$

$$= 1.024$$

㉞ 확대 모멘트 산정

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s \times M_{1s}$$

$$= 0.000 + 1.024 \times 2761.146$$

$$= 2826.147 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s \times M_{2s}$$

$$= 0.000 + 1.024 \times 8662.617$$

$$= 8866.548 \text{ kN.m}$$

㉞ 철근비 검토

$$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2, A_{st} = 55246.40 \text{ mm}^2, \rho_{use} = 0.01759$$

- 1단 : H29 - 43EA ($A_s=27623.200 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H29 - 43EA ($A_s=27623.200 \text{ mm}^2$), $d_2 = 129.000 \text{ mm}$

$$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0176) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y) \} = 458507.819 \text{ mm}^2$$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉞ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1131.158 \text{ mm}, \quad a_b = k_1 \times c_b = 961.484 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1493840.504 = 34283.640 \text{ kN}, \quad \sum C_{si} = 8372.531 \text{ kN}, \quad \sum T_{si} = 6417.951$$

$$P_b = 34283.640 + 8372.531 - 6417.951 = 36238.219 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times -480.742 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 25330.744 \text{ kN.m}$$

$$e_b < e \rightarrow \text{인장 파괴} \quad (e_b = M_b/P_b = 699.006 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 1281.330 \text{ mm})$$

㉞ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 823.230 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 699.746 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 979471.826 = 22478.878 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 6685.759 \text{ kN}, \sum T_{si} = 10261.244 \text{ kN}$$

$$P_n = 22478.878 + 6685.759 - 10261.244 = 18903.393 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 940.614 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 24221.546 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (=1281.333)| = 0.0032 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㉞ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\} = 74344.165 \text{ kN} \geq P_n = 18903.393 \text{ kN}$$

$$\phi P_n = 1.00 \times 18903.393 = 18903.393 \text{ kN} \geq P_u = 6919.800 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\phi M_n = \phi P_n \times 1.281 = 24221.486 \text{ kN.m} \geq M_u = 8866.548 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$$

④ 편심최대 : (부재 9, UEB26)

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$

피복(mm)	d(mm)	$P_u(\text{kN})$	$M_u(\text{kN.m})$	e(mm)
100.000	1885.263	6186.100	598.890	96.812

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

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

$$= 6186.100 \times 0.00100 / (71.700 \times 9.246)$$

$$= 0.009$$

여기서, $\sum P_u$: 총전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

V_u : 총전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 9.246 m)

㉣ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, $k = 2.100$

$$\text{세장비 } \lambda = k \times L_u / r \leq 22$$

$$= 2.100 \times 10.118 / 0.500$$

$$= 42.496 > 22.000 \quad \therefore \text{장주}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.500$: 부재단면의 최소회전반경

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 10.118 m)

㉤ 모멘트 확대계수 산정

$$\delta_s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$$

$$= 1 / (1 - 0.009)$$

$$= 1.009$$

㉦ 확대 모멘트 산정

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s \times M_{1s}$$

$$= 0.000 + 1.009 \times 102.900$$

$$= 103.835 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s \times M_{2s}$$

$$= 0.000 + 1.009 \times 593.500$$

$$= 598.890 \text{ kN.m}$$

㉧ 철근비 검토

$$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2, A_{st} = 55246.40 \text{ mm}^2, \rho_{use} = 0.01759$$

- 1단 : H29 - 43EA ($A_s=27623.200 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H29 - 43EA ($A_s=27623.200 \text{ mm}^2$), $d_2 = 129.000 \text{ mm}$

$$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0176) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y) \} = 409892.658 \text{ mm}^2$$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉨ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1131.158 \text{ mm}, \quad a_b = k_1 \times c_b = 961.484 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1493840.504 = 34283.640 \text{ kN}, \quad \sum C_{si} = 8372.531 \text{ kN}, \quad \sum T_{si} = 6417.951$$

$$P_b = 34283.640 + 8372.531 - 6417.951 = 36238.219 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times -480.742 + \sum(C_{si} \cdot d_i) + \sum(T_{si} \cdot d_i) = 25330.744 \text{ kN.m}$$

$$e_b > e \rightarrow \text{압축 파괴} \quad (e_b = M_b/P_b = 699.006 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 96.812 \text{ mm})$$

㉞ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 2098.180 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1783.453 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 2958030.388 = 67886.797 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 13935.350 \text{ kN}, \quad \sum T_{si} = 0.000 \text{ kN}$$

$$P_n = 67886.797 + 13935.350 - 0.000 = 81822.147 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 945.866 + \sum(C_{si} \cdot d_i) + \sum(T_{si} \cdot d_i) = 7921.930 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (=96.819)| = 0.0067 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㉞ 강도감소계수(Φ) 산정

$$d_t = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm}$$

$$c = 2098.180 \text{ mm}, \quad a = k_1 \times c = 1783.453 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 2098.18) / 2098.18 = -0.00028$$

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

최소허용변형률은 f_y 가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.00500$ 이므로 변화구간단면이며, $\Phi = 0.80$ 를 적용한다.

$$\Phi = 0.700 + (0.0040 - 0.0020) \times (0.850 - 0.700) / (0.00500 - 0.00200) = 0.800$$

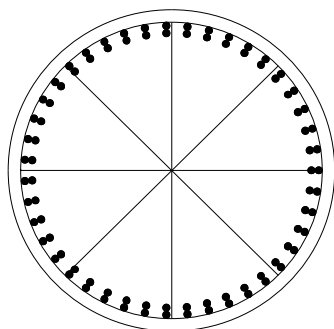
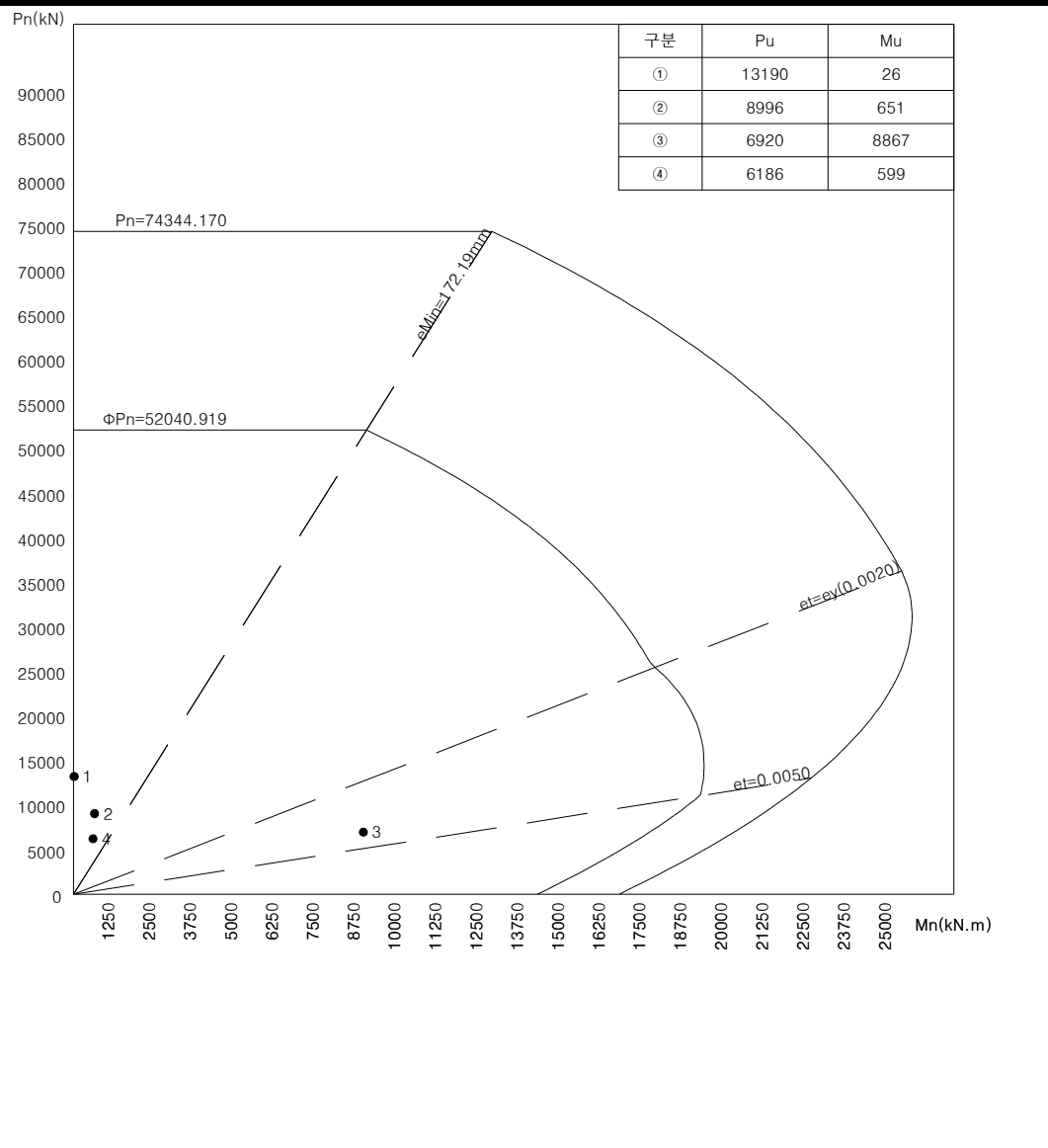
㉞ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\} = 74344.165 \text{ kN} < P_n = 81822.147 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 0.80 \times 74344.165 = 59475.332 \text{ kN} \geq P_u = 6186.100 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.097 = 5757.938 \text{ kN.m} \geq M_u = 598.890 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$$

4) PM 상관도



2.000

단면제원

$R = 1000.000 \text{ mm}$
 $D = 1885.263 \text{ mm}$
 $A_g = 3141592.654 \text{ mm}^2$
 $A_{eff} = 1570796.327 \text{ mm}^2$

사용 철근

$A_{st} = 55246.400 \text{ mm}^2$
 $P_{use} = 0.01759$
 1단 : H29-43Ea
 2단 : H29-43Ea

9.3 합성부재력 검토

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pu(kN)	Mx(kN.m)	My(kN.m)	M2(kN.m)	비 고
UL01	-13190.400	25.700	1115.020	1115.316	축력최대
UL04	-8995.800	651.368	13893.871	13909.132	모멘트최대
UL22	-6919.800	3240.380	11615.608	12059.121	탄성설계
UL22	-6919.800	1093.676	4939.289	5058.923	소성설계
UE26	-6186.100	598.890	12259.635	12274.254	편심최대
UL07	-10340.100	334.300	15238.382	15242.048	모멘트최대

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

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

※ 지진시의 조합은 교축직각방향의 부재력을 사용한다.

조합시 교축방향은 내진해석에서 얻은 3156.130 kN.m를 사용하며,

교축직각방향 기둥검토시의 모멘트 확대계수를 적용한다.

$Mx = 3156.130 \times 1.027 = 3240.380$ kN.m, 2) 교축직각방향 참조

- 지진시 모멘트(=3156.130) : [5. 하중계산] - 지진에의한 하중 참조

2) 기둥검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.005	0.018	0.060	0.K	52040.916	13190.400	1115.316	3.945	0.K
모멘트최대	0.005	0.018	0.060	0.K	12446.320	8995.800	13909.132	1.384	0.K
탄성설계	0.005	0.018	0.060	0.K	12930.699	6919.800	12059.121	1.869	0.K
편심최대	0.005	0.018	0.060	0.K	9364.722	6186.100	12274.254	1.514	0.K
모멘트최대	0.005	0.018	0.060	0.K	13070.441	10340.100	15242.048	1.264	0.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 9, UL001)

【 기둥 : 하부 , 1/6 】

㉞ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$, $\theta=88.680^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1885.263	13190.400	1115.316	84.555

㉞ 철근비 검토

$$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2, A_{st} = 55246.40 \text{ mm}^2, P_{use} = 0.01759$$

$$- 1\text{단} : H29 - 43EA (A_s=27623.200 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : H29 - 43EA (A_s=27623.200 \text{ mm}^2), d_2 = 129.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0176) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore O.K$$

$$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y) \} = 873999.470 \text{ r}$$

$$A_{eff} \geq \frac{1}{2} A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2) \text{ 이어야 하므로 } 1570796.327 \text{ mm}^2 \text{ 를 적용.}$$

㉞ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1131.158 \text{ mm}, a_b = k_1 \times c_b = 961.484 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1493840.504 = 34283.640 \text{ kN}, \sum C_{si} = 8372.531 \text{ kN}, \sum T_{si} = 6417$$

$$P_b = 34283.640 + 8372.531 - 6417.951 = 36238.219 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times -480.742 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 25330.744 \text{ kN.m}$$

$$e_b > e \rightarrow \text{압축 파괴} (e_b = M_b / P_b = 699.006 \text{ mm}, e = M_u / P_u = 84.555 \text{ mm})$$

㉞ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 2139.964 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1818.969 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 3000523.296 = 68862.010 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 14174.689 \text{ kN}, \sum T_{si} = 0.000 \text{ kN}$$

$$P_n = 68862.010 + 14174.689 - 0.000 = 83036.699 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 951.516 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 7020.920 \text{ kN.m}$$

$$- \text{편심오차} : |e - M_n / P_n (= 84.552)| = 0.0031 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$$

㉞ 강도감소계수(Φ) 산정

$$d_t = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm}$$

$$c = 2139.964 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 1818.969 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 2139.96) / 2139.96 = -0.00034$$

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

㉞ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{ 0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st} \} = 74344.165 \text{ kN} < P_n = 83036.699 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 0.70 \times 74344.165 = 52040.916 \text{ kN} \geq P_u = 13190.400 \text{ kN} \therefore O.K$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.085 = 4400.328 \text{ kN.m} \geq M_u = 1115.316 \text{ kN.m} \therefore O.K$$

② 모멘트최대 : (부재 9, UL004)

【 기둥 : 하부 , 2/6 】

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\phi_c=0.70$, $\theta=87.316^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1885.263	8995.800	13909.132	1546.181

㉡ 철근비 검토

$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2$, $A_{st} = 55246.40 \text{ mm}^2$, $P_{use} = 0.01759$

- 1단 : H29 - 43EA ($A_s=27623.200 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H29 - 43EA ($A_s=27623.200 \text{ mm}^2$), $d_2 = 129.000 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0176) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore \text{O.K}$

$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g$, $A_{eff} = P_u / \{ \psi 0.80(0.85 \times f_{ck} + 0.01 \times f_y) \} = 596064.140 \text{ r}$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉢ 평형하중 산정

$cb = 600 / (600 + f_y) \times d = 1131.158 \text{ mm}$, $ab = k_1 \times cb = 961.484 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1493840.504 = 34283.640 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 8372.531 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 6417$

$P_b = 34283.640 + 8372.531 - 6417.951 = 36238.219 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times -480.742 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 25330.744 \text{ kN.m}$

$eb < e \rightarrow \text{인장 파괴}$ ($eb = M_b/P_b = 699.006 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 1546.181 \text{ mm}$)

㉣ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 750.333 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 637.783 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 862561.811 = 19795.794 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 6248.907 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 11046.085 \text{ kN}$

$P_n = 19795.794 + 6248.907 - 11046.085 = 14998.616 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 944.817 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 23190.435 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 1546.172)| = 0.0089 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㉤ 강도감소계수(ϕ) 산정

$dt = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm}$

$c = 750.333 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 637.783 \text{ mm}$

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

$\epsilon_t = 0.00300 \times (dt - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 750.33) / 750.33 = 0.00460$

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

$\phi = 0.700 + (0.0046 - 0.0020) \times (0.850 - 0.700) / (0.00500 - 0.00200) = 0.830$

㉥ 축방향력 및 휨에대한 검토

$\text{Max}P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 74344.165 \text{ kN} \geq P_n = 14998.616 \text{ kN}$

$\phi P_n = 0.83 \times 14998.616 = 12446.320 \text{ kN} \geq P_u = 8995.800 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\phi M_n = \phi P_n \times 1.546 = 19244.259 \text{ kN.m} \geq M_u = 13909.132 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

③ 탄성설계 : (부재 9, UL022)

【 기둥 : 하부 , 3/6 】

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\phi_c=1.00$, $\theta=74.413^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	$P_u(\text{kN})$	$M_u(\text{kN.m})$	e(mm)
100.000	1885.263	6919.800	12059.121	1742.698

㉡ 철근비 검토

$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2$, $A_{st} = 55246.40 \text{ mm}^2$, $P_{use} = 0.01759$

- 1단 : H29 - 43EA ($A_s=27623.200 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H29 - 43EA ($A_s=27623.200 \text{ mm}^2$), $d_2 = 129.000 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0176) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore \text{O.K}$

$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g$, $A_{eff} = P_u / \{ \psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y) \} = 458507.819 \text{ r}$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉢ 평형하중 산정

$cb = 600 / (600 + f_y) \times d = 1131.158 \text{ mm}$, $ab = k_1 \times cb = 961.484 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1493840.504 = 34283.640 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 8372.531 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 6417$

$P_b = 34283.640 + 8372.531 - 6417.951 = 36238.219 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times -480.742 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 25330.744 \text{ kN.m}$

$eb < e \rightarrow \text{인장 파괴}$ ($eb = M_b/P_b = 699.006 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 1742.698 \text{ mm}$)

㉣ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 711.030 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 604.376 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 800731.197 = 18376.781 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 6026.123 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 11472.205 \text{ kN}$

$P_n = 18376.781 + 6026.123 - 11472.205 = 12930.699 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 947.188 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 22534.203 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 1742.690)| = 0.0077 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㉤ 축방향력 및 휨에대한 검토

$\text{Max}P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck}(A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\} = 74344.165 \text{ kN} \geq P_n = 12930.699 \text{ kN}$

$\phi P_n = 1.00 \times 12930.699 = 12930.699 \text{ kN} \geq P_u = 6919.800 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\phi M_n = \phi P_n \times 1.743 = 22534.303 \text{ kN.m} \geq M_u = 12059.121 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

④ 편심최대 : (부재 9, UE026)

【 기둥 : 하부 , 5/6 】

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\phi_c=0.70$, $\theta=87.203^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1885.263	6186.100	12274.254	1984.167

㉡ 철근비 검토

$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2$, $A_{st} = 55246.40 \text{ mm}^2$, $P_{use} = 0.01759$

- 1단 : H29 - 43EA ($A_s=27623.200 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H29 - 43EA ($A_s=27623.200 \text{ mm}^2$), $d_2 = 129.000 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0176) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore O.K$

$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g$, $A_{eff} = P_u / \{ \psi 0.80(0.85 \times f_{ck} + 0.01 \times f_y) \} = 409892.658 \text{ r}$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉢ 평형하중 산정

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1131.158 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 961.484 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1493840.504 = 34283.640 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 8372.531 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 6417$

$P_b = 34283.640 + 8372.531 - 6417.951 = 36238.219 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times -480.742 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 25330.744 \text{ kN.m}$

$e_b < e \rightarrow$ 인장 파괴 ($e_b = M_b/P_b = 699.006 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 1984.167 \text{ mm}$)

㉣ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 674.685 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 573.483 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 744407.364 = 17084.149 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 5793.239 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 11860.067 \text{ kN}$

$P_n = 17084.149 + 5793.239 - 11860.067 = 11017.320 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 949.442 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 21860.128 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 1984.160)| = 0.0066 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉤ 강도감소계수(ϕ) 산정

$d_t = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm}$

$c = 674.685 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 573.483 \text{ mm}$

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

$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 674.69) / 674.69 = 0.00545$

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

㉥ 축방향력 및 휨에대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 74344.165 \text{ kN} \geq P_n = 11017.320 \text{ kN}$

$\phi P_n = 0.85 \times 11017.320 = 9364.722 \text{ kN} \geq P_u = 6186.100 \text{ kN} \therefore O.K$

$\phi M_n = \phi P_n \times 1.984 = 18581.171 \text{ kN.m} \geq M_u = 12274.254 \text{ kN.m} \therefore O.K$

⑤ 모멘트최대 : (부재 9, UL007)

【 기둥 : 하부 , 6/6 】

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\phi_c=0.70$, $\theta=88.743^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1885.263	10340.100	15242.048	1474.072

㉡ 철근비 검토

$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2$, $A_{st} = 55246.40 \text{ mm}^2$, $P_{use} = 0.01759$

- 1단 : H29 - 43EA ($A_s=27623.200 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H29 - 43EA ($A_s=27623.200 \text{ mm}^2$), $d_2 = 129.000 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0176) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore 0.K$

$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g$, $A_{eff} = P_u / \{ \psi 0.80(0.85 \times f_{ck} + 0.01 \times f_y) \} = 685137.821 \text{ r}$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉢ 평형하중 산정

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1131.158 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 961.484 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1493840.504 = 34283.640 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 8372.531 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 6417$

$P_b = 34283.640 + 8372.531 - 6417.951 = 36238.219 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times -480.742 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 25330.744 \text{ kN.m}$

$e_b < e \rightarrow$ 인장 파괴 ($e_b = M_b/P_b = 699.006 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 1474.072 \text{ mm}$)

㉣ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 767.207 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 652.126 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 889378.723 = 20411.242 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 6363.888 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 10864.236 \text{ kN}$

$P_n = 20411.242 + 6363.888 - 10864.236 = 15910.894 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 943.822 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 23453.894 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 1474.078)| = 0.0061 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉤ 강도감소계수(ϕ) 산정

$d_t = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm}$

$c = 767.207 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 652.126 \text{ mm}$

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

$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 767.21) / 767.21 = 0.00443$

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.00500$ 이므로 변화구간단면이며, $\phi = 0.82$ 를 적용한다.

$\phi = 0.700 + (0.0044 - 0.0020) \times (0.850 - 0.700) / (0.00500 - 0.00200) = 0.821$

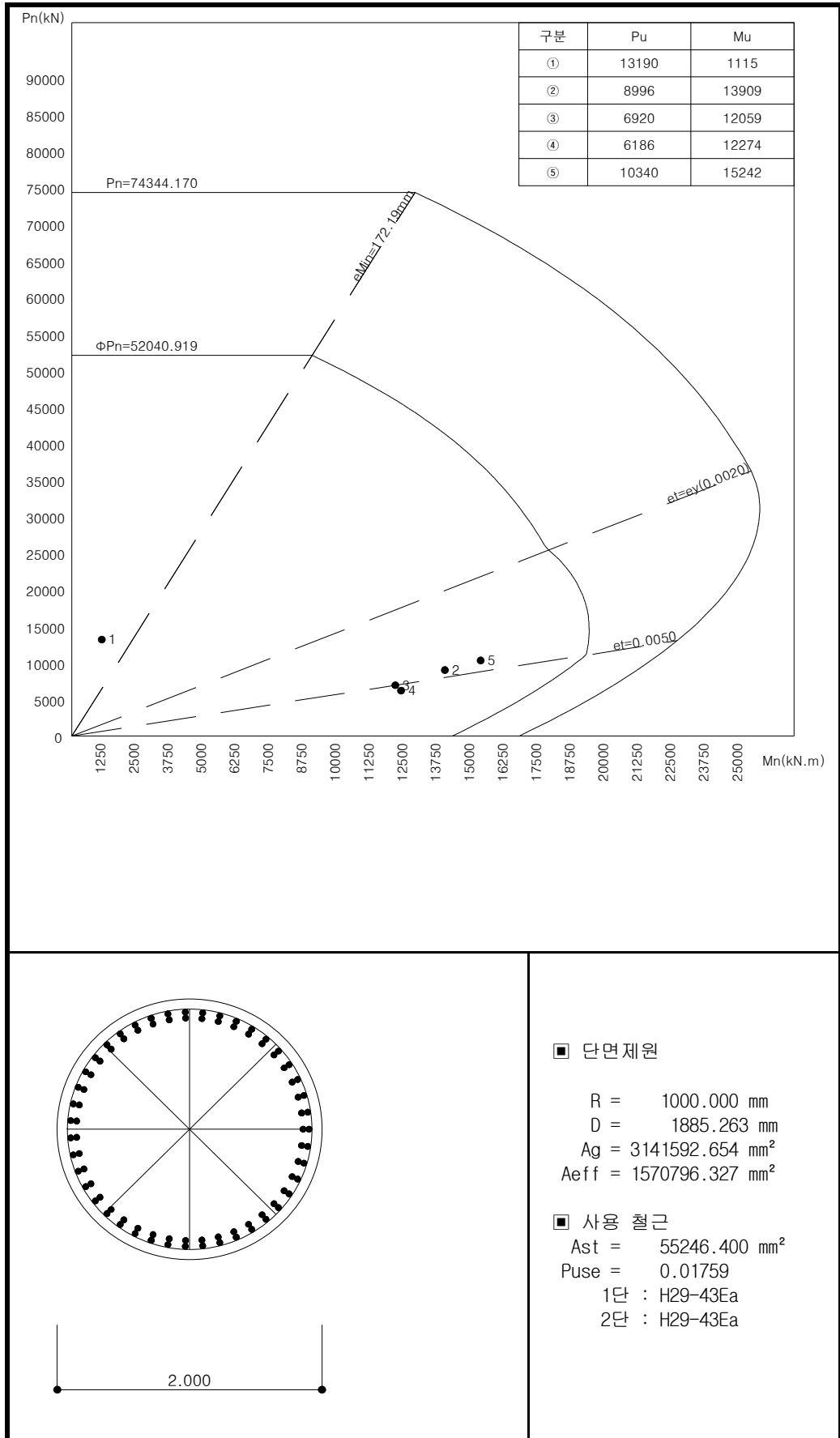
㉥ 축방향력 및 휨에대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{ 0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st} \} = 74344.165 \text{ kN} \geq P_n = 15910.894 \text{ kN}$

$\phi P_n = 0.82 \times 15910.894 = 13070.441 \text{ kN} \geq P_u = 10340.100 \text{ kN} \therefore 0.K$

$\phi M_n = \phi P_n \times 1.474 = 19266.766 \text{ kN.m} \geq M_u = 15242.048 \text{ kN.m} \therefore 0.K$

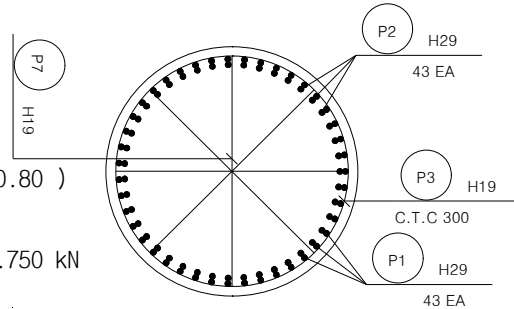
4) PM 상관도



9.4 상시 전단설계

(1) 기둥에 발생하는 최대전단력 : UL004, 『기둥부재력 집계』 참조

교축방향 $V = 0.000 \text{ kN}$
 교축직각방향 $V = 942.200 \text{ kN}$
 합성전단력 $V = 942.200 \text{ kN}$
 축방향력 $P = 8995.800 \text{ kN}$



(2) 공칭전단력 $V_n = V_c + V_s$ ($\Phi = 0.80$)

$$V_n = V_{\max} / \Phi = 942.200 / 0.80 = 1177.750 \text{ kN}$$

(3) 압축부재에 의한 콘크리트 전단 V_c 및 필요철근 전단 V_s

① 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 d

$$h = 2000.000 \text{ mm} \quad d' = 114.737 \text{ mm}$$

$$Z_s = \sum (\text{인장철근들의 면적} \times \text{거리}) / \sum (\text{면적})$$

$$= 559.687 \text{ mm}$$

$$d = h/2 + Z_s$$

$$= 2000.000/2 + 559.687$$

$$= 1559.687 \text{ mm}$$

② 압축부재의 콘크리트 전단력 V_c

$$V_c = 1/6 \times (1 + N_u / 14A_g) \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 1/6 \times \{ 1 + 8995.800 \times 1000 / (14 \times 3141592.654) \} \times \sqrt{27.0}$$

$$\times 2000.000 \times 1559.687$$

$$= 3253.992 \text{ kN}$$

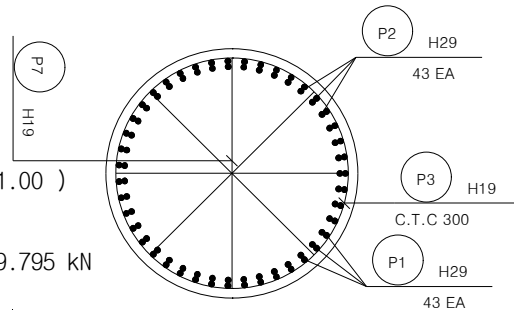
③ 필요철근 전단력 V_s

$$V_c/2 = 1626.996 \text{ kN} \geq V_n \leq V_c = 3253.992 \quad \therefore \text{전단 철근 필요 없음}$$

9.5 지진시 전단설계

(1) 기둥에 발생하는 최대전단력 : ULB22, 『기둥부재력 집계』 참조

교축방향 $V = 971.186 \text{ kN}$
 교축직각방향 $V = 398.582 \text{ kN}$
 합성전단력 $V = 1049.795 \text{ kN}$
 축방향력 $P = 6919.800 \text{ kN}$



(2) 공칭전단력 $V_n = V_c + V_s$ ($\Phi = 1.00$)

$$V_n = V_{\max} / \Phi = 1049.795 / 1.00 = 1049.795 \text{ kN}$$

(3) 압축부재에 의한 콘크리트 전단 V_c 및 필요철근 전단 V_s

① 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 d

$$h = 2000.000 \text{ mm} \quad d' = 114.737 \text{ mm}$$

$$Z_s = \sum (\text{인장철근들의 면적} \times \text{거리}) / \sum (\text{면적})$$

$$= 559.687 \text{ mm}$$

$$d = h/2 + Z_s$$

$$= 2000.000/2 + 559.687$$

$$= 1559.687 \text{ mm}$$

② 압축부재의 콘크리트 전단력 V_c

$$V_c = 1/6 \times (1 + P_u / 14A_g) \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 1/6 \times \{ 1 + 6919.800 \times 1000 / (14 \times 3141592.654) \} \times \sqrt{27.0}$$

$$\times 2000.000 \times 1559.687$$

$$= 3126.481 \text{ kN}$$

③ 필요철근 전단력 V_s

$$V_c/2 = 1563.241 \text{ kN} \geq V_n \leq V_c = 3126.481 \quad \therefore \text{전단 철근 필요 없음}$$

9.6 기둥의 횡방향 철근 간격 검토

- ① 단부구역과 소성힌지구역의 심부구속 철근의 설치 [도로교설계기준 6.8.3.2]
캔틸레버로 거동하는 기둥의 하단과 골조로 거동하는 기둥의 하단과 상단을 단부구역으로 단부구역의 길이는 기둥의 최대 단면치수, 기둥 순높이의 1/6, 450mm 중 가장 큰 값 이상이어야 한다.
- 기둥의 최대단면치수 $D = 2000.0 \text{ mm}$
 - 기둥 순높이의 $1/6 = 7371.0 / 6 = 1228.5 \text{ mm}$
 - $\therefore 2000.0 \text{ mm} = 2.000 \text{ m}$
- ② 단부구역 및 소성힌지구역의 횡방향철근의 간격 [도로교설계기준 6.8.3.3]
횡방향철근의 간격은 부재최소단면치수의 1/4, 축방향 철근지름의 6배 이하이어야 한다
- 기둥의 최소단면치수 $D / 4 = 2000.0 / 4 = 500.0 \text{ mm}$
 - 축방향 철근지름 $6 \times d = 6 \times 29.0 = 174.0 \text{ mm}$
 - $\therefore 174.0 \text{ mm} = 0.174 \text{ m}$
- ③ 심부구속 및 단부구역의 횡방향 철근의 설치 [도로교설계기준 6.8.3.3]
심부구속 및 단부구역의 횡방향 철근은 인접부재와의 연결면으로부터 기둥 치수의 0.5배까지 연장해서 설치해야 하나 그 길이가 380 mm 작아서는 안된다.
- 기둥 치수의 0.5배 이상 연장 : $0.5 \times D = 1000.0 \text{ mm}$
 - $\therefore 1000.0 \text{ mm} = 1.000 \text{ m}$
- ④ 단부구역 이외의 위치에서 겹침이음 적용시 횡방향 철근의 간격 [도로교설계기준 6.8.3.3]
- 기둥의 최소단면치수 $D / 4 = 2000.0 / 4 = 500.0 \text{ mm}$
- 100.0 mm
 - $\therefore 500.0 \text{ mm} = 0.500 \text{ m}$

10. 기 초 설 계

10.1 교축직각방향

1) 기초 안정검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vx(kN)	My(kN)	$\Sigma V(kN)$	Mr (kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
SV005	8870.800	575.900	7397.200	12058.300	51247.775	8549.000	축력최대
SV007	7953.900	575.900	11299.800	11141.400	47350.950	12451.600	모멘트최대
SV015	6919.800	724.700	10463.200	10107.300	42956.025	11912.600	편심최대
SV022	6919.800	922.003	11313.602	10107.300	42956.025	13157.608	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

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

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

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

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

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 전도에 대한 안정

- 직접기초에 작용하는 하중의 합력이 작용하는 위치는 평상시에는 바닥판 중심으로부터 바닥판 폭의 1/6이내, 지진시와 폭풍시에는 바닥판 폭의 1/3이내에 있어야 한다.

[도로교설계기준 5.6.2]

- 평상시 전도에 대한 저항모멘트는 전도모멘트의 2.0배 이상이어야 한다.
- 지진시 전도에 대한 저항모멘트는 전도모멘트의 1.5배 이상이어야 한다.

구 분	Mr (kN.m)	Mo(kN.m)	V(kN)	S.F	e(m)	허용폭(m)	비고
SV005	51247.775	8549.000	12058.300	5.995	0.709	1.417	0.K
SV007	47350.950	12451.600	11141.400	3.803	1.118	1.417	0.K
SV015	42956.025	11912.600	10107.300	3.606	1.179	1.417	0.K
SV022	42956.025	13157.608	10107.300	3.265	1.302	2.833	0.K

註) B : 기초의 폭원 (8.500m), $M = Mr - Mo$, $e = B/2 - M/V$

$$S.F = Mr/Mo \geq 2.00 \text{ (평상시)}, \geq 1.50 \text{ (지진시)}, \geq 1.50 \text{ (폭풍시)}$$

③ 활동에 대한 안정

직접기초 바닥면에서의 전단지반반력은 바닥면 아래 기초지반의 허용전단저항력 이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]

$$H_u = C_b A + V \tan \phi_b$$

Hu : 기초저면과 지반과의 사이에 작용하는 전단 저항력(kN)

Cb : 기초저면과 지반과의 부착력(kN/m²)

Φb : 기초저면과 지반과의 마찰각(degree)

A' : 기초저면의 유효재하면적(m²)

V : 기초저면에 작용하는 연직하중(kN), 다만 부력을 뺀 값으로 한다.

구 분	V(kN)	Hu(kN)	H(kN)	S.F	허용안전율	비고
SV005	12058.300	7234.980	575.900	12.563	1.500	0.K
SV007	11141.400	6684.840	575.900	11.608	1.500	0.K
SV015	10107.300	6064.380	724.700	8.368	1.500	0.K
SV022	10107.300	6064.380	922.003	6.577	1.200	0.K

註) tanΦb = 0.600, Cb = 0, 암과 콘크리트 [도로설계편람 509-22]

S.F = Hu/H ≥ 1.50 (평상시), ≥ 1.20 (지진시), ≥ 1.20 (폭풍시)

④ 지지력에 대한 안정

직접기초 바닥면에서의 연직지반반력은 기초 바닥아래 지지지반의 허용연직지지력 이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	Qa(kN)	비고
SV005	12058.300	42698.775	0.709	283.810	94.490	600.000	0.K
SV007	11141.400	34899.350	1.118	312.639	36.895	600.000	0.K
SV015	10107.300	31043.425	1.179	290.450	26.642	600.000	0.K
SV022	10107.300	29798.417	1.302	304.236	12.856	900.000	0.K

註) B : 기초의 폭원 (8.500m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{\max} = \frac{V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right), Q_{\min} = \frac{V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right)$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 큰 경우SV005, SV007, SV015, SV022

※ 허용지지력은 ⑤에서 계산된 값과 기초의 최대허용지지력중 작은 값을 사용한다.

⑤ 지반의 허용연직지지력 산정 : Terzaghi식 사용

$$Q_u = A' [\alpha c N_c + q N_q + \beta r_1 B' N_r]$$

Qu : 하중의 편심을 고려한 지반의 극한지지력(kN)

c : 지반의 점착력(kN/m²)

A : 유효재하면적(m²)

q : 상재하중(kN/m²), q = r2 x Df

r1,r2 : 지지지반 및 근입지반의 단위중량(kN/m³)

다만, 지하수위이하에서는 수중단위중량을 사용한다.

B' : 하중의 편심을 고려한 기초의 유효재하폭(m), B' = B - 2eB

B : 기초의 폭(m)

eB : 하중의 편심량(m)

Df : 기초의 유효근입 깊이(m)

α, β : 기초의 형상계수 (직사각형, α = 1 + 0.3 B' / L, β = 0.5 - 0.1 B' / L)

Nc,Nq,Nr : 지지력 계수 (Nc=125.163, Nq=115.234, Nr=170.016)

$$\begin{aligned}
C &= 0.000 \text{ kN/m}^2 & r1 &= 20.000 \text{ kN/m}^3 & r2 &= 20.000 \text{ kN/m}^3 \\
Df &= 1.000 \text{ m} & B &= 8.500 \text{ m} & q &= 20.000 \text{ kN/m}^2 \\
\Phi &= 15 + \sqrt{15N} = 42.386, \quad N = 50 \\
Nq &= a^2 / (2 \cos^2 (45 + \Phi/2)), \quad a = \exp((0.75\pi - \Phi/2) \tan \Phi) \\
Nc &= (Nq - 1) \cot \Phi \\
Nr &= \tan \Phi / 2 \times (Kpr / \cos^2 \Phi - 1)
\end{aligned}$$

구 분	eB	B'	α	β	A	Qu(kN)	Qa(kN)	SF
SV005	0.709	7.082	1.283	0.594	53.115	641175.327	4023.787	3.000
SV007	1.118	6.265	1.251	0.584	46.986	525136.449	3725.479	3.000
SV015	1.179	6.143	1.246	0.582	46.071	508511.444	3679.203	3.000
SV022	1.302	5.896	1.236	0.579	44.223	475541.300	5376.615	2.000

註) $Qa = Qu/A'/SF$, 『도로교 표준시방서, 1996년』 p622 참조

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

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

$$\beta \lambda \leq 1.0$$

여기서

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

k : kv - 직접기초인 경우, kp - 말뚝기초인 경우

kv : 연직방향 지반반력계수 (kN/m³)

$$= 166666.667 \times (\sqrt{(7.500 \times 8.500) / 0.3})^{\frac{3}{4}} = 14224.084 \text{ kN/m}^3$$

$$k_v = k_{vo} \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{\frac{3}{4}}$$

$$K_{vo} = 1/0.3 \times \alpha \times E_o = 1/0.3 \times 1.000 \times 50000.000 = 166666.67 \text{ kN}$$

L : 확대기초의 길이 (= 8.500 m)

B : 확대기초의 폭 (= 7.500 m)

E : 확대기초의 탄성계수 (= 27804000.000 kN/m²)

h : 확대기초의 평균두께 (= 2.000 m)

λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

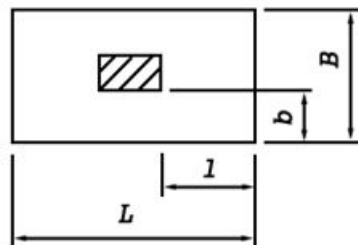
$$\beta = \sqrt[4]{\{(3 \times 14224.084) / (27804000.000 \times 2.000^3)\}} = 0.118 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

* 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우

$$\lambda = \max(l, b) = \max(3.250, 2.750) = 3.250$$

$$\text{다만, } l \geq L/2 \text{이면 } l = L/2 = 4.250$$

$$b \geq B/2 \text{이면 } b = B/2 = 3.750$$



$$\beta \lambda = 0.118 \times 3.250 = 0.382 \leq 1.0, \therefore O.K$$

2) 기초 단면검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vx(kN)	My(kN)	$\Sigma V(kN)$	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
UL001	13190.400	189.800	1106.100	17334.150	73670.138	1485.700	축력최대
UL007	10340.100	748.700	14689.800	14483.850	61556.363	16187.200	모멘트최대
UE026	6186.100	869.700	12088.000	9054.850	38483.113	13827.400	편심최대
UL022	6919.800	922.003	11313.602	10107.300	42956.025	13157.608	지진시
SV005	8870.800	575.900	7397.200	12058.300	51247.775	8549.000	축력최대
SV007	7953.900	575.900	11299.800	11141.400	47350.950	12451.600	모멘트최대
SV015	6919.800	724.700	10463.200	10107.300	42956.025	11912.600	편심최대
SV022	6919.800	922.003	11313.602	10107.300	42956.025	13157.608	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

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

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

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

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

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 지반지지력 산정

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	X(m)
UL001	17334.150	72184.438	0.086	2162.692	1915.932	8.500
UL007	14483.850	45369.163	1.118	3048.248	359.717	8.500
UE026	9054.850	24655.713	1.527	2216.939	0.000	8.169
UL022	10107.300	29798.417	1.302	2281.767	96.421	8.500
SV005	12058.300	42698.775	0.709	2128.575	708.672	8.500
SV007	11141.400	34899.350	1.118	2344.796	276.710	8.500
SV015	10107.300	31043.425	1.179	2178.376	199.812	8.500
SV022	10107.300	29798.417	1.302	2281.767	96.421	8.500

註) B : 기초의 폭원 (8.500m), $M = Mr - Mo$, $e = B/2 - M/V$

- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{\max} = \frac{V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right), \quad Q_{\min} = \frac{V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right)$$

: 저면반력의 작용폭($x = 3*[B/2-e]$)이 B보다 큰 경우

=>SV005, SV007, SV015, SV022, UL001, UL007, UL022

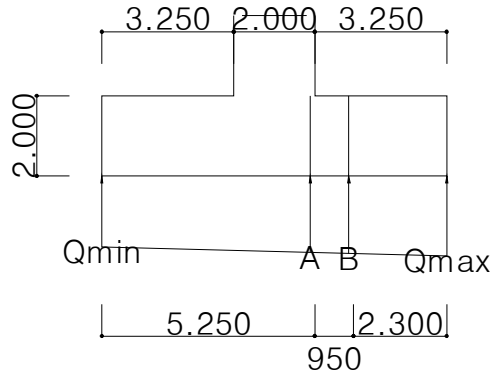
- 하중의 작용위치가 저면 핵 외에 있는 경우 (삼각형 분포)

$$Q_{\max} = \frac{2V}{Lx}$$

: 저면반력의 작용폭($x = 3*[B/2-e]$)이 B보다 작은 경우

=>UE026

③ 기초의 단면력 계산



㉠ 기초자중에 의한 단면력

$$V_b = 2.300 \times 2.000 \times 7.500 \times 25.000 = 862.500 \text{ kN}$$

$$M_a = 3.364 \times 2.000 \times 7.500 \times 25.000 \times 3.364/2 = 2121.843 \text{ kN.m}$$

㉡ 지반반력에 의한 단면력

$$M_a = Q_a \times 3.364^2 / 2 + (Q_{\max} - Q_a) / 2 \times 3.364^2 \times 2/3$$

㉢ 사용하중 단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에 의한 단면력		사용하중 단면력	
	Qmax(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
SV005	2128.575	1566.628	1744.366	4453.882	10984.126	3591.382	8862.283
SV007	2344.796	1526.320	1785.196	4749.491	11723.724	3886.991	9601.881
SV015	2178.376	1395.330	1643.000	4394.582	10848.902	3532.082	8727.059
SV022	2281.767	1416.884	1690.438	4568.037	11279.565	3705.537	9157.722

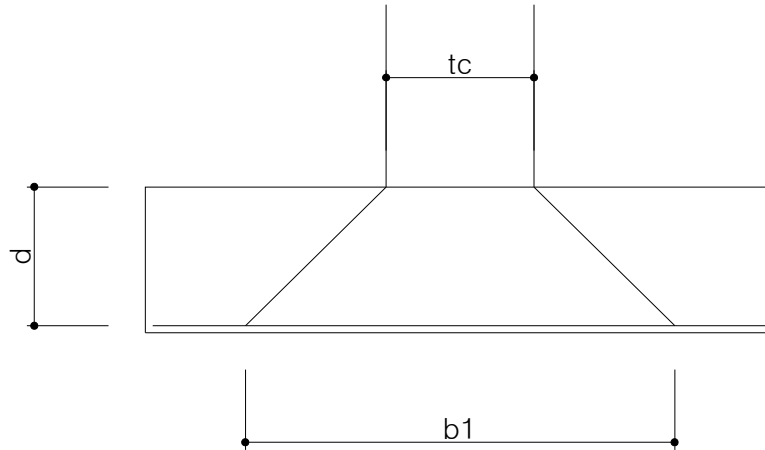
※ 사용하중단면력 = 지반반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력

㉣ 계수하중 단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에 의한 단면력		계수단면력	
	Qmax(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
UL001	2162.692	2065.033	2095.921	4897.405	12052.853	3776.155	9294.457
UL007	3048.248	1984.222	2320.763	6174.363	15240.903	5053.113	12482.507
UE026	2216.939	1303.978	1592.738	4381.129	10822.070	3604.879	8912.411
UL022	2281.767	1416.884	1690.438	4568.037	11279.565	3705.537	9157.722

※ 계수단면력 = 지반반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력 x 사하중계수

④ 2방향 직사각형 확대기초의 휨철근배치 : [도로교 설계기준] 5.4.5.5



$$b = tc + 2 \cdot d \leq B$$

b : 유효폭
 B : 확대기초 전폭
 tc : 교각구체폭
 d : 확대기초 유효높이

㉠ 긴 변 방향의 휨철근은 전폭에 걸쳐 등간격으로 배치하여야 한다.

㉡ 짧은 변 방향의 휨철근은 아래식으로 결정되는 철근량을 확대기초의 짧은 변의 폭만큼의 중심구간 폭에 걸쳐 균등하게 배치하여야 하며, 중심구간폭은 중심선은 기둥 또는 교각의 중심선으로 한다.

나머지 철근량은 기초 중심구간 폭의 외측부분에 균등하게 배치하여야 한다.

$$A_{s,m} = \frac{2}{1 + \beta} A_{s,s}$$

$A_{s,s}$: 기초 짧은 변 방향에 대하여 필요한 총 철근량 (= 11279.539 mm² , 기초단면 검토

β : 확대기초의 짧은 변에 대한 긴 변의 비 (= 8.500/7.500 = 1.133)

$$A_{s,m} = 2 / (1 + 1.133) \times 11279.539 = 10574.568 \text{ mm}^2$$

→ 유효폭내에 배치된 철근량은 13489.094 mm² 이므로 위 조건에 만족한다.

: 사용철근 = D19 - 69EA ∴ O.K

1) 단면 검토 : 교각-지점부

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
7500.00	2000.00	1900.00	100.00	12482.51	5053.11

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 29895.300 \times 400.00 = 11958120.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 7500.000 = 172125.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 69.473 \text{ mm, } c = 69.473 / \beta_1 = 69.473 / 0.85 = 81.733 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 81.733) / 81.733 = 0.06674$$

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

* 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 19556.662 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 29895.3 mm^2 (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.529]

1단 : H25 - 59.0 EA (= 29895.3 mm^2)

* 철근비 검토

$$A_{s,temp} = 0.0015 \times 7500.0 \times 1200.0 = 13500.000 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,req} = 19556.662 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{min} = \text{Max}(19556.662, 13500.000) / b d = 0.00137$$

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

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00210$$

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

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 69.473 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 29895.300 \times 400 \times (1900.00 - a/2) = 18959.286 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 12482.507 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 1.519]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 1900.00 \text{ mm}$)

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

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27 \times 7500.00 \times 1900.00} = 9872.690 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 5053.113 \text{ kN}) , \text{ 전단보강 불필요.}$$

- 수평철근 검토

* 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

단, 단위M당 1800 mm² 이하

사용철근량 : H19 - 69.0 EA

$$H19 - 35.0 EA = 29796.000 \text{ mm}^2$$

필요철근량 : $0.0015 \times 2000.0 \times 8500.0 = 25500.0 \text{ mm}^2 < 29796.0 \text{ mm}^2$

$$(29796.000 / 8.500) = 3505.412 \text{ mm}^2 > (1800 \text{ mm}^2)$$

필요철근량이 1800mm²보다 클경우 수축, 온도 철근 단면적을 단위 m당

1800mm²보다 크게 취할 필요가 없다.

∴ O.K

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

사용철근량 : H19 - 69.0 EA = 10027.500 mm²

필요철근량 : $300.000 \times 8.500 = 2550.000 \text{ mm}^2 < 10027.500 \text{ mm}^2 \therefore \text{O.K}$

- 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi / 3)] = 9601.881 \times 1000000 / [29895.300 \times (1900.000 - 298.911 / 3)] \\ = 178.399 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s / b + nA_s / b \sqrt{[1 + 2bd / (nA_s)]} \\ = -7 \times 29895.300 / 7500.0 + 7 \times 29895.300 / 7500.0 \times \sqrt{[1 + 2 \times 7500.0 \times 1900.0 / (7 \times 29895.300)]} \\ = 298.911 \text{ mm}$$

사용철근량 = 29895.3 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H25 - 59.0 EA (= 29895.3 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

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

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

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 178.40) - 2.5 \times 87.50 = 222.68 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 178.40) = 353.14 \text{ mm}$$

S_a는 작은 값인 222.68 mm 를 적용

$$S = 7500.00 / 59.0 EA = 127.12 \leq S_a (= 222.68 \text{ mm}) \therefore \text{O.K}$$

10.2 교축방향

1) 기초 안정검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vy(kN)	Mx(kN)	ΣV (kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
SVB05	8870.800	32.500	257.200	12058.300	45218.625	322.200	축력최대
SVB04	6919.800	59.800	494.600	10107.300	37902.375	614.200	모멘트최대
SVB15	6919.800	59.800	494.600	10107.300	37902.375	614.200	편심최대
SVB22	6919.800	971.186	8662.617	10107.300	37902.375	10604.989	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

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

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

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

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

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 전도에 대한 안정

- 직접기초에 작용하는 하중의 합력이 작용하는 위치는 평상시에는 바닥판 중심으로부터 바닥판 폭의 1/6이내, 지진시와 폭풍시에는 바닥판 폭의 1/3이내에 있어야 한다.

[도로교설계기준 5.6.2]

- 평상시 전도에 대한 저항모멘트는 전도모멘트의 2.0배 이상이어야 한다.
- 지진시 전도에 대한 저항모멘트는 전도모멘트의 1.5배 이상이어야 한다.

구 분	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	V(kN)	S.F	e(m)	허용폭(m)	비고
SVB05	45218.625	322.200	12058.300	140.343	0.027	1.250	0.K
SVB04	37902.375	614.200	10107.300	61.710	0.061	1.250	0.K
SVB15	37902.375	614.200	10107.300	61.710	0.061	1.250	0.K
SVB22	37902.375	10604.989	10107.300	3.574	1.049	2.500	0.K

註) B : 기초의 폭원 (7.500m), $M = Mr - Mo$, $e = B/2 - M/V$

$$S.F = Mr/Mo \geq 2.00 \text{ (평상시)}, \geq 1.50 \text{ (지진시)}, \geq 1.50 \text{ (폭풍시)}$$

③ 활동에 대한 안정

직접기초 바닥면에서의 전단지반반력은 바닥면 아래 기초지반의 허용전단저항력 이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]

$$H_u = C_b A + V \tan \phi_b$$

Hu : 기초저면과 지반과의 사이에 작용하는 전단 저항력(kN)

Cb : 기초저면과 지반과의 부착력(kN/m²)

Φb : 기초저면과 지반과의 마찰각(degree)

A' : 기초저면의 유효재하면적(m²)

V : 기초저면에 작용하는 연직하중(kN), 다만 부력을 뺀 값으로 한다.

구 분	V(kN)	Hu(kN)	H(kN)	S.F	허용안전율	비고
SVB05	12058.300	7234.980	32.500	222.615	1.500	0.K
SVB04	10107.300	6064.380	59.800	101.411	1.500	0.K
SVB15	10107.300	6064.380	59.800	101.411	1.500	0.K
SVB22	10107.300	6064.380	971.186	6.244	1.200	0.K

註) tanΦb = 0.600, Cb = 0, 암과 콘크리트 [도로설계편람 509-22]

S.F = Hu/H ≥ 1.50 (평상시), ≥ 1.20 (지진시), ≥ 1.20 (폭풍시)

④ 지지력에 대한 안정

직접기초 바닥면에서의 연직지반반력은 기초 바닥아래 지지지반의 허용연직지지력이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	Qa(kN)	비고
SVB05	12058.300	44896.425	0.027	193.193	185.107	600.000	0.K
SVB04	10107.300	37288.175	0.061	166.253	150.838	600.000	0.K
SVB15	10107.300	37288.175	0.061	166.253	150.838	600.000	0.K
SVB22	10107.300	27297.386	1.049	291.628	25.464	900.000	0.K

註) B : 기초의 폭원 (7.500m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{\max} = \frac{V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right), Q_{\min} = \frac{V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right)$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 큰 경우SVB05, SVB04, SVB15, SVB22

※ 허용지지력은 ⑤에서 계산된 값과 기초의 최대허용지지력중 작은 값을 사용한다.

⑤ 지반의 허용연직지지력 산정 : Terzaghi식 사용

$$Q_u = A' [\alpha c N_c + q N_q + \beta r_1 B' N_r]$$

Qu : 하중의 편심을 고려한 지반의 극한지지력(kN)

c : 지반의 점착력(kN/m²)

A : 유효재하면적(m²)

q : 상재하중(kN/m²), q = r2 x Df

r1,r2 : 지지지반 및 근입지반의 단위중량(kN/m³)

다만, 지하수위이하에서는 수중단위중량을 사용한다.

B' : 하중의 편심을 고려한 기초의 유효재하폭(m), B' = B - 2eB

B : 기초의 폭(m)

eB : 하중의 편심량(m)

Df : 기초의 유효근입 깊이(m)

α, β : 기초의 형상계수 (직사각형, α = 1 + 0.3 B' / L, β = 0.5 - 0.1 B' / L)

Nc,Nq,Nr : 지지력 계수 (Nc=125.163, Nq=115.234, Nr=170.016)

$$\begin{aligned}
C &= 0.000 \text{ kN/m}^2 & r1 &= 20.000 \text{ kN/m}^3 & r2 &= 20.000 \text{ kN/m}^3 \\
Df &= 1.000 \text{ m} & B &= 7.500 \text{ m} & q &= 20.000 \text{ kN/m}^2 \\
\Phi &= 15 + \sqrt{15N} = 42.386, \quad N = 50 \\
Nq &= a^2 / (2 \cos^2 (45 + \Phi/2)), \quad a = \exp((0.75\pi - \Phi/2) \tan \Phi) \\
Nc &= (Nq - 1) \cot \Phi \\
Nr &= \tan \Phi / 2 \times (Kpr / \cos^2 \Phi - 1)
\end{aligned}$$

구 분	eB	B'	α	β	A	Qu(kN)	Qa(kN)	SF
SVB05	0.027	7.447	1.263	0.588	63.296	806814.929	4248.915	3.000
SVB04	0.061	7.378	1.260	0.587	62.717	794708.811	4223.786	3.000
SVB15	0.061	7.378	1.260	0.587	62.717	794708.811	4223.786	3.000
SVB22	1.049	5.402	1.191	0.564	45.913	473864.726	5160.474	2.000

註) $Qa = Qu/A'/SF$, 『도로교 표준시방서, 1996년』 p622 참조

2) 기초 단면검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vy(kN)	Mx(kN)	ΣV (kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
ULB01	13190.400	6.800	25.700	17334.150	65003.063	39.300	축력최대
ULB04	8995.800	77.700	642.900	13139.550	49273.313	798.300	모멘트최대
UEB26	6186.100	71.700	593.500	9054.850	33955.688	736.900	편심최대
ULB22	6919.800	971.186	8662.617	10107.300	37902.375	10604.989	지진시
SVB05	8870.800	32.500	257.200	12058.300	45218.625	322.200	축력최대
SVB04	6919.800	59.800	494.600	10107.300	37902.375	614.200	모멘트최대
SVB15	6919.800	59.800	494.600	10107.300	37902.375	614.200	편심최대
SVB22	6919.800	971.186	8662.617	10107.300	37902.375	10604.989	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

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

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

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

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

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 지반지지력 산정

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	X(m)
ULB01	17334.150	64963.763	0.002	2315.412	2307.028	7.500
ULB04	13139.550	48475.013	0.061	1837.092	1666.788	7.500
UEB26	9054.850	33218.788	0.081	1285.916	1128.711	7.500
ULB22	10107.300	27297.386	1.049	2478.839	216.441	7.500
SVB05	12058.300	44896.425	0.027	1642.141	1573.405	7.500
SVB04	10107.300	37288.175	0.061	1413.155	1282.125	7.500
SVB15	10107.300	37288.175	0.061	1413.155	1282.125	7.500
SVB22	10107.300	27297.386	1.049	2478.839	216.441	7.500

註) B : 기초의 폭원 (7.500m), $M = Mr - Mo$, $e = B/2 - M/V$

- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

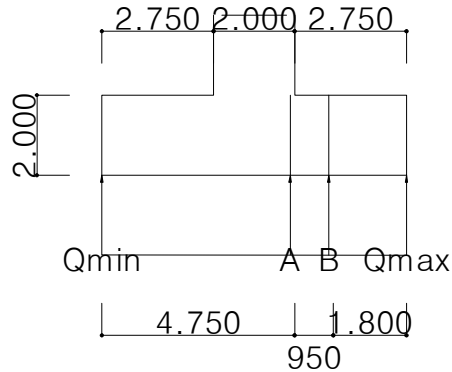
$$Q = \frac{V}{1 + \frac{6e}{B}} \quad Q = \frac{V}{1 - \frac{6e}{B}}$$

$$\psi_{\max} = \frac{B}{B} \left(\frac{1}{B} \right), \psi_{\min} = \frac{B}{B} \left(\frac{1}{B} \right)$$

: 저면반력의 작용폭($x = 3 \cdot [B/2 - e]$)이 B보다 큰 경우

=>SVB05, SVB04, SVB15, SVB22, ULB01, ULB04, UEB26, ULB22

③ 기초의 단면력 계산



㉠ 기초자중에 의한 단면력

$$V_b = 1.800 \times 2.000 \times 8.500 \times 25.000 = 765.000 \text{ kN}$$

$$M_a = 2.864 \times 2.000 \times 8.500 \times 25.000 \times 2.864/2 = 1743.030 \text{ kN.m}$$

㉡ 지반반력에 의한 단면력

$$M_a = Q_a \times 2.864^2 / 2 + (Q_{\max} - Q_a) / 2 \times 2.864^2 \times 2/3$$

㉢ 사용하중 단면력 산정

구분	지반반력			지반반력에 의한 단면력		사용하중 단면력	
	Qmax(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
SVB05	1642.141	1615.893	1625.645	2941.007	6698.946	2176.007	4955.915
SVB04	1413.155	1363.119	1381.708	2515.376	5727.295	1750.376	3984.264
SVB15	1413.155	1363.119	1381.708	2515.376	5727.295	1750.376	3984.264
SVB22	2478.839	1614.905	1935.863	3973.232	8985.263	3208.232	7242.233

※ 사용하중단면력 = 지반반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력

㉣ 계수하중 단면력 산정

구분	지반반력			지반반력에 의한 단면력		계수단면력	
	Qmax(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
ULB01	2315.412	2312.210	2313.400	4165.931	9491.702	3171.431	7225.763
ULB04	1837.092	1772.059	1796.219	3269.980	7445.464	2275.480	5179.524
UEB26	1285.916	1225.885	1248.187	2280.692	5191.792	1592.192	3623.065
ULB22	2478.839	1614.905	1935.863	3973.232	8985.263	3208.232	7242.233

※ 계수단면력 = 지반반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력 x 사하중계수

1) 단면 검토 : 교축방향

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
8500.00	2000.00	1900.00	100.00	7242.23	3208.23

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 19768.500 \times 400.00 = 7907400.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 8500.000 = 195075.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 40.535 \text{ mm, } c = 40.535 / \beta_1 = 40.535 / 0.85 = 47.688 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 47.688) / 47.688 = 0.11653$$

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

* 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 11279.539 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 19768.5 mm^2 (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.753]

1단 : H19 - 69.0 EA (= 19768.5 mm^2)

* 철근비 검토

$$A_{s,temp} = 0.0015 \times 8500.0 \times 1200.0 = 15300.000 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,req} = 11279.539 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{min} = \text{Max}(11279.539, 15300.000) / b d = 0.00095$$

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

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00122$$

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

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 40.535 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 19768.500 \times 400 \times (1900.00 - a/2) = 12634.227 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 7242.233 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K} \quad [\text{안전률 } 1.745]$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 1900.00 \text{ mm}$)

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

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 8500.00 \times 1900.00 = 11189.048 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 3208.232 \text{ kN}) , \text{ 전단보강 불필요.}$$

- 수평철근 검토

* 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

단, 단위M당 1800 mm² 이하

사용철근량 : H25 - 59.0 EA

$$H25 - 30.0 EA = 45096.300 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 0.0015 \times 2000.0 \times 7500.0 = 22500.0 \text{ mm}^2 < 45096.3 \text{ mm}^2$$

$$(45096.300 / 7.500) = 6012.840 \text{ mm}^2 > (1800 \text{ mm}^2)$$

필요철근량이 1800mm²보다 클경우 수축, 온도 철근 단면적을 단위 m당

1800mm²보다 크게 취할 필요가 없다.

∴ O.K

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

$$\text{사용철근량} : H25 - 59.0 EA = 15201.000 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 300.000 \times 7.500 = 2250.000 \text{ mm}^2 < 15201.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

- 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi / 3)] = 4955.915 \times 1000000 / [19768.500 \times (1900.000 - 232.977 / 3)] \\ = 137.569 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 19768.500 / 8500.0 + 7 \times 19768.500 / 8500.0 \times \sqrt{[1 + 2 \times 8500.0 \times 1900.0 / (7 \times 19768.500)]} \\ = 232.977 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 19768.5 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 100.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : H19 - 69.0 EA (= 19768.5 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

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

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

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 137.57) - 2.5 \times 90.50 = 346.19 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 137.57) = 457.95 \text{ mm}$$

Sa는 작은 값인 346.19 mm 를 적용

$$S = 8500.00 / 69.0 EA = 123.19 \leq S_a (= 346.19 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

11. 기초 2방향전단(펀칭) 검토

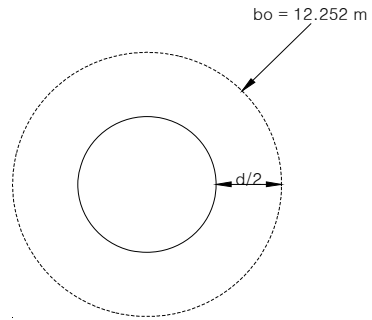
1) 최대 연직하중(V_u) : -13190.4 kN

2) PUNCHING SHEAR 검토위 : 기둥전면 $d/2$

3) 위험단면 길이(b_o) = 12.252 m

4) 콘크리트가 부담하는 전단강도

※ $\beta_c = 1.000$, $\alpha_s = 40$



$$\begin{aligned} \textcircled{1} V_{c1} &= 1/6 \times (1 + 2/\beta_c) \times \sqrt{F_{ck}} \times b_o \times d \\ &= 1/6 \times (1 + 2/1.00) \times \sqrt{27} \times 12.252 \times 1.900 \\ &= 60481.134 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \textcircled{2} V_{c2} &= 1/6 \times (1 + (\alpha_s \cdot d)/(2 \cdot b_o)) \times \sqrt{F_{ck}} \times b_o \times d \\ &= 1/6 \times (1 + (40 \cdot 1.900)/(2 \cdot 12.252)) \times \sqrt{27} \times 12.252 \times 1.900 \\ &= 82687.412 \text{ kN} \end{aligned}$$

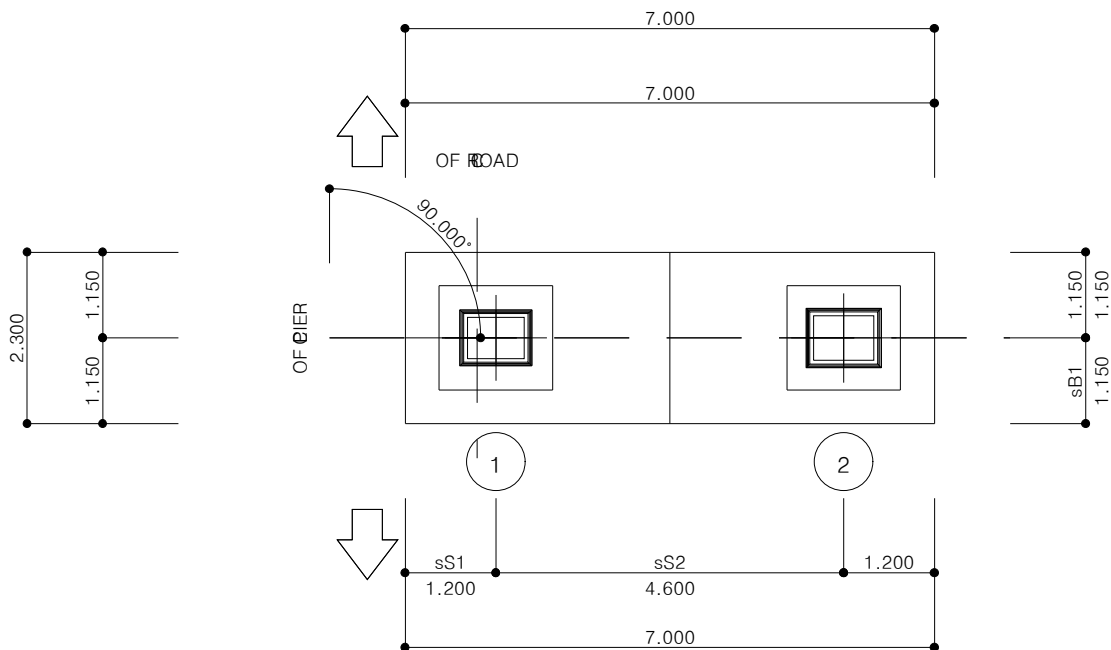
$$\begin{aligned} \textcircled{3} V_{c3} &= 1/3 \times \sqrt{F_{ck}} \times b_o \times d \\ &= 1/3 \times \sqrt{27} \times 12.252 \times 1.900 \\ &= 40320.756 \text{ kN} \end{aligned}$$

----- 이중 작은 값 사용

$$\therefore \text{콘크리트가 부담하는 전단강도} (\phi V_c) = 0.80 \times 40320.756 = 32256.605 \text{ kN}$$

$$\text{※ } \phi V_c > V_u \text{ ----- } 0.K$$

12. 교량 받침부 검토



12.1 받침 연단거리 검토

① 필요 연단거리

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

$$S = 200 + 5.0 \times 45.000 = 425.000 \text{ mm}$$

② 실제 연단거리

구 분	필요연단	받침 규격		연단거리	비 고
		교축방향	직각방향		
1	425.000	550.000	750.000	875.000	0.K
2	425.000	595.000	795.000	852.500	0.K

12.2 최소 받침지지 길이 검토

① 최소 받침지지 길이

: 연속 지점부 이므로 생략한다.

12.3 교량받침 수직력, 수평력 검토

구 분	수직력			수평력		
	허용값	상부반력	비 고	허용값	탄성지진력	비 고
SHOE 1	4000.000	3947.524	0.K	681.000	399.291	0.K
SHOE 2	5000.000	4649.470	0.K	743.600	453.067	0.K

탄성지진력은 응답수정계수(R = 1.0)를 고려한 값이며 내진장치 불필요

12.4 교량받침 보강 철근 검토

① 교량받침에 작용하는 하중

구 분	수직력	수평력		보강범위(mm)		비 고
		교축방향	직각방향	교축방향	직각방향	
1	3947.524	292.838	300.219	1900.000	1750.000	
2	4649.470	324.789	340.652	1945.000	1795.000	

탄성지진력은 응답수정계수(R = 1.0)를 고려한 값

② 교량받침 하면 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	5798.474	10838.800	0.K	5437.219	10064.600	0.K
2	6591.426	10838.800	0.K	6211.028	10064.600	0.K

③ 교량받침 콘크리트 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	1626.876	14325.000	0.K	1667.882	14325.000	0.K
2	1804.382	14325.000	0.K	1892.510	14325.000	0.K

12.5 교량받침 하면 보강 : 교량받침 2

① 교량받침에 작용하는 하중

- 연직하중 : 최대반력

$$P = 4649.470 \text{ kN}$$

- 교축방향 수평하중 : 탄성지진력, 온도변화의 영향

$$H_{x1} = 3086.194 \times 0.050 / 1.15 = 134.182 \text{ kN}$$

$$H_{x2} = 431.969 / 1.33 = 324.789 \text{ kN}$$

☞ 수평력은 H_{x1} , H_{x2} 중 큰 값인 324.789 kN를 적용한다.

- 교축직각방향 수평하중 : 탄성지진력, 풍하중의 영향

$$B/D = 9.170 / 4.340 = 2.113 \quad [1 \leq B/D < 8]$$

$$W1 = [4.0 - 0.2 \times (9.170 / 4.340)] \times 4.340 = 15.5 \text{ kN/m} \geq 6.0 \text{ 이므로}$$

$$H_{y1} = 15.526 \times 90.000 / 2 / 2EA / 1.25 = 279.468 \text{ kN}$$

$$H_{y2} = 453.067 / 1.33 = 340.652 \text{ kN}$$

☞ 수평력은 H_{y1} , H_{y2} 중 큰 값인 340.652 kN를 적용한다.

② 연직하중에 대한 보강

$$\begin{aligned}b_{1x} &= 595.000 \text{ mm} & b_{1y} &= 795.000 \text{ mm} \\b_{2x} &= 1150.000 \text{ mm} & b_{2y} &= 1200.000 \text{ mm} \\b_{cx} &= 2 \times b_{2x} = 2300.000 \text{ mm} < 5 \times b_{1x} = 2975.000 \text{ mm} \\b_{cy} &= 2 \times b_{2y} = 2400.000 \text{ mm} < 5 \times b_{1y} = 3975.000 \text{ mm} \\A_{sx1} &= 1/4 \times (1 - b_{1x}/b_{cx}) \times P/f_{sa} \\&= 1/4 \times (1 - 595.000/2300.000) \times 4649.470 \times 10^3 / 180.000 \\&= 4787.044 \text{ mm}^2 \\A_{sy1} &= 1/4 \times (1 - b_{1y}/b_{cy}) \times P/f_{sa} \\&= 1/4 \times (1 - 795.000/2400.000) \times 4649.470 \times 10^3 / 180.000 \\&= 4318.518 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

③ 수평하중에 대한 보강

$$\begin{aligned}A_{sx2} &= H_x/f_{sa} \\&= 324.789 \times 10^3 / 180.000 \\&= 1804.382 \text{ mm}^2 \\A_{sy2} &= H_y/f_{sa} \\&= 340.652 \times 10^3 / 180.000 \\&= 1892.510 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

④ 철근 보강 범위

- 교축직각방향 철근보강 범위
$$B_{xo} = b_{1x} + b_{2y} = 595.000 + 1200.000 = 1795.000 \text{ mm}$$
- 교축방향 철근보강 범위
$$B_{yo} = b_{1y} + b_{2x} = 795.000 + 1150.000 = 1945.000 \text{ mm}$$

⑤ 철근량 산정

- 교축직각방향
$$A_{sy} = A_{sy1} + A_{sy2} = 4318.518 + 1892.510 = 6211.028 \text{ mm}^2$$
$$B_{xo} = 1795.000 \text{ mm} \text{ 범위내에서 } H_{22} - 26 \text{ EA}$$
$$A_s = 387.100 \times 26 = 10064.600 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$
- 교축방향
$$A_{sx} = A_{sx1} + A_{sx2} = 4787.044 + 1804.382 = 6591.426 \text{ mm}^2$$
$$B_{yo} = 1945.000 \text{ mm} \text{ 범위내에서 } H_{22} - 28 \text{ EA}$$
$$A_s = 387.100 \times 28 = 10838.800 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

12.6 교량받침 콘크리트 보강 : 교량받침 2

① 교축직각방향

$$As2 = Hy/f_{sa} = 340.652 \times 10^3 / 180.000 = 1892.510 \text{ mm}^2$$

사용철근 : H19 - 24 EA + H19 - 26 EA

$$As = 286.500 \times 24 + 286.500 \times 26 = 14325.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

② 교축방향

$$As1 = Hx/f_{sa} = 324.789 \times 10^3 / 180.000 = 1804.382 \text{ mm}^2$$

사용철근 : H19 - 24 EA + H19 - 26 EA

$$As = 286.500 \times 24 + 286.500 \times 26 = 14325.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

교각 P3

목 차

1. 설 계 흐 름 도
2. 해석결과 요약
 - * 안정성검토 및 응력검토
 - * 기둥의 단면 설계
 - * 단면 설계
 - * 사용성 검토
3. 설 계 조 건
 - 3.1 일반사항
 - 3.2 하중
 - 3.3 지반조건
 - 3.4 사용재료 강도
 - 3.5 설계방법
 - 3.6 참고문헌
4. 단 면 가 정
5. 하 중 계 산
6. 구 조 해 석
 - 6.1 해석모델링
 - 6.2 절점좌표
 - 6.3 단면제원
 - 6.4 하중재하도
7. 해 석 결 과 집 계
 - 7.1 하중별 부재력 집계
 - 7.2 사용하중 조합시 부재력 집계
 - 7.3 계수하중 조합시 부재력 집계
8. 두 부 보 설 계
 - 8.1 내민보의 설계 : 좌측
 - 8.2 내민보의 설계 : 우측
 - 8.3 교량받침 위치 검토

9. 기 동 설 계

- 9.1 교축직각 방향
- 9.2 교축 방향
- 9.3 합성 부재력
- 9.4 기동의 전단설계

10. 기 초 설 계

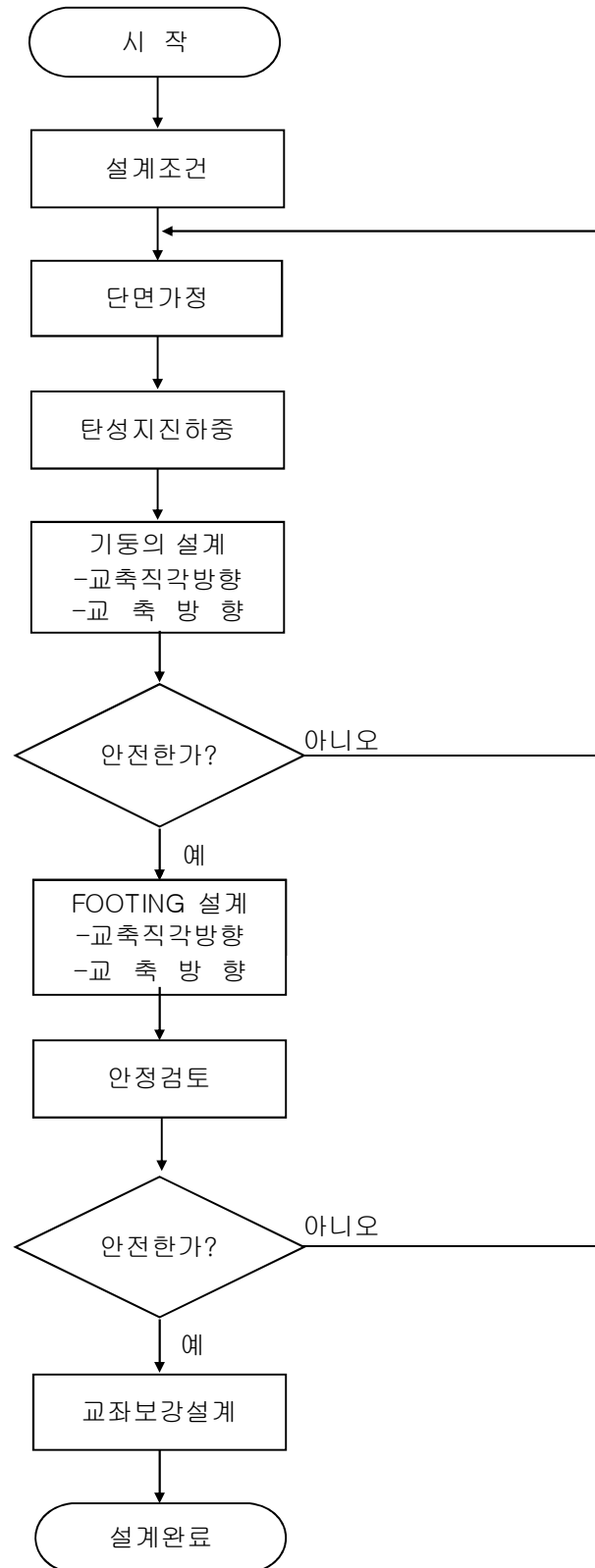
- 10.1 교축직각 방향
- 10.2 교축방향

11. 기초 2방향전단(편칭) 검토

12. 교 량 받 침 부 검 토

- 12.1 받침 연단거리 검토
- 12.2 최소 받침지지 길이 검토
- 12.3 교량받침 수직력, 수평력 검토
- 12.4 교량받침 보강 철근 검토
- 12.5 교량받침 하면 보강
- 12.6 교량받침 콘크리트 보강

1. 설계흐름도



2. 해석결과 요약

▣ 안정성검토 및 응력검토

구 분			허용값	발생값	안전율	허용안전율	비 고
교축방향	평상시	전도에대한 안정(kN.m)	42801.375	9375.600	4.57	2.00	0.K
		활동에대한 안정(kN)	5648.423	823.700	6.86	1.50	0.K
		지지력에대한 안정(kN)	765.000	326.074	2.35	1.00	0.K
	지진시	전도에대한 안정(kN.m)	42801.375	11889.434	3.60	1.50	0.K
		활동에대한 안정(kN)	5648.423	1184.758	4.77	1.20	0.K
		지지력에대한 안정(kN)	1147.500	328.239	3.50	1.00	0.K
교축직각방향	평상시	전도에대한 안정(kN.m)	48508.225	11469.100	4.23	2.00	0.K
		활동에대한 안정(kN)	5648.423	721.700	7.83	1.50	0.K
		지지력에대한 안정(kN)	765.000	333.052	2.30	1.00	0.K
	지진시	전도에대한 안정(kN.m)	48508.225	12787.775	3.79	1.50	0.K
		활동에대한 안정(kN)	5648.423	1030.793	5.48	1.20	0.K
		지지력에대한 안정(kN)	1147.500	320.633	3.58	1.00	0.K

▣ 기둥의 단면 설계

단면위치		Puse	Pu(kN)	ϕP_n (kN)	안전도	비 고
교축방향	축력최대	0.018	15168.400	52040.916	3.431	0.K
	모멘트최대	0.018	10282.700	19922.937	1.938	0.K
	탄성설계	0.018	8226.200	20888.580	2.539	0.K
	편심최대	0.018	7771.000	15498.626	1.994	0.K
교축직각방향	축력최대	0.018	15168.400	52040.916	3.431	0.K
	모멘트최대	0.018	12127.500	15508.508	1.279	0.K
	탄성설계	0.018	8226.200	17916.726	2.178	0.K
	편심최대	0.018	7359.700	12119.400	1.647	0.K
합성부재력	축력최대	0.018	15168.400	52040.916	3.431	0.K
	모멘트최대	0.018	10282.700	12266.664	1.193	0.K
	탄성설계	0.018	8226.200	16345.007	1.987	0.K
	편심최대	0.018	7771.000	9214.629	1.186	0.K
	모멘트최대	0.018	12127.500	15505.969	1.279	0.K
	편심최대	0.018	7359.700	12107.463	1.645	0.K

■ 단면 설계

단면위치		깊이 (mm)	피복 (mm)	Req.As (mm ²)	Use.As (mm ²)	Mu(kN.m)	ΦMn(kN.m)	안전도	비 고
두 부 보	좌측내민보	2500.0	100.0	18270.113	21832.900	-	-	1.195	0.K
	우측내민보	2500.0	100.0	20186.135	21832.900	-	-	1.082	0.K
	좌측내민보	2300.0	100.0	962.324	5306.600	718.721	3935.962	5.476	0.K
	우측내민보	2300.0	100.0	1055.899	5306.600	788.491	3935.962	4.992	0.K
	교량받침1	2089.0	100.0	676.648	3151.500	457.000	2118.439	4.636	0.K
	교량받침2	1850.0	100.0	1081.723	21832.900	625.900	12049.173	19.251	0.K
기 초	교축방향	2000.0	100.0	14737.295	26709.900	9444.584	17005.909	1.801	0.K
	교직-지점부	2000.0	100.0	21371.259	29895.300	13625.396	18959.286	1.391	0.K

■ 사용성 검토

단면위치		인장응력(fs)	허용응력(fsa)	철근간격(S)	최대간격(Sq)	비 고
두 부 보	좌측내민보	130.615	180.000	121.053	389.165	0.K
	우측내민보	174.320	180.000	121.053	238.006	0.K
	좌측내민보수평	63.899	180.000	227.273	985.930	0.K
	우측내민보수평	70.102	180.000	227.273	898.690	0.K
	교량받침1	178.183	180.000	209.091	215.711	0.K
	교량받침2	35.411	180.000	121.053	1779.119	0.K
기 초	교축방향	178.006	180.000	123.188	219.902	0.K
	교직-지점부	194.734	180.000	127.119	185.648	0.K

3. 설 계 조 건

3.1 일 반 사 항

1) 구 조 형 식	: T형 교각
2) 상 부 형 식	: STEEL BOX
3) 교 량 등 급	: 1 등교
4) 기 초 형 식	: 직접기초

3.2 하 중

1) 철근콘크리트의 단위중량	: $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$	[도로교 설계기준 2.1.2]
2) 기초지반의 단위중량	: $\gamma_{s2} = 20 \text{ kN/m}^3$	[도로교설계요령 제2권 P366]
3) 교량받침 마찰계수	: $f_s = 0.113$	

3.3 지 반 조 건

1) 기초지반의 N치	: $N = 40$	
2) 기초지반의 내부마찰각	: $\phi_2 = 39.495^\circ$	; $15 + \sqrt{15N}$
3) 기초지반의 점착력	: $C = 0 \text{ kN/m}^2$	
4) 기초지반의 최대 허용지지력	: $Q_a = 600 \text{ kN/m}^2$	
5) 기초지반의 마찰계수	: $\mu = 0.495$	; $\text{TAN}(\frac{2}{3} \cdot \phi_2)$: 흙과 콘크리트
6) 지반 가속도 계수	: $A = 0.154$	; 위험도 계수 x 지진구역계수
- 내진 등급 : I 등급	- 위험도 계수 : 1.4	[도로교 설계기준 6.3.1]
- 지진 구역 : I 구역	- 지진구역 계수 : 0.11	

3.4 사 용 재 료 강 도

1) 콘크리트 설계기준 강도	: $f_{ck} =$	두부보: 27 MPa	
		기둥: 27 MPa	
		기초: 27 MPa	
- 탄성계수	: $E_c =$	두부보: 27804 MPa	
		기둥: 27804 MPa	
		기초: 27804 MPa	
			[도로교 설계기준 2.3.3]
2) 철근의 항복 강도(SD400)	: $f_y =$	두부보: 400 MPa	
		기둥: 400 MPa	
		기초: 400 MPa	
- 탄성계수	: $E_s = 200000 \text{ MPa}$		[도로교 설계기준 2.3.3]

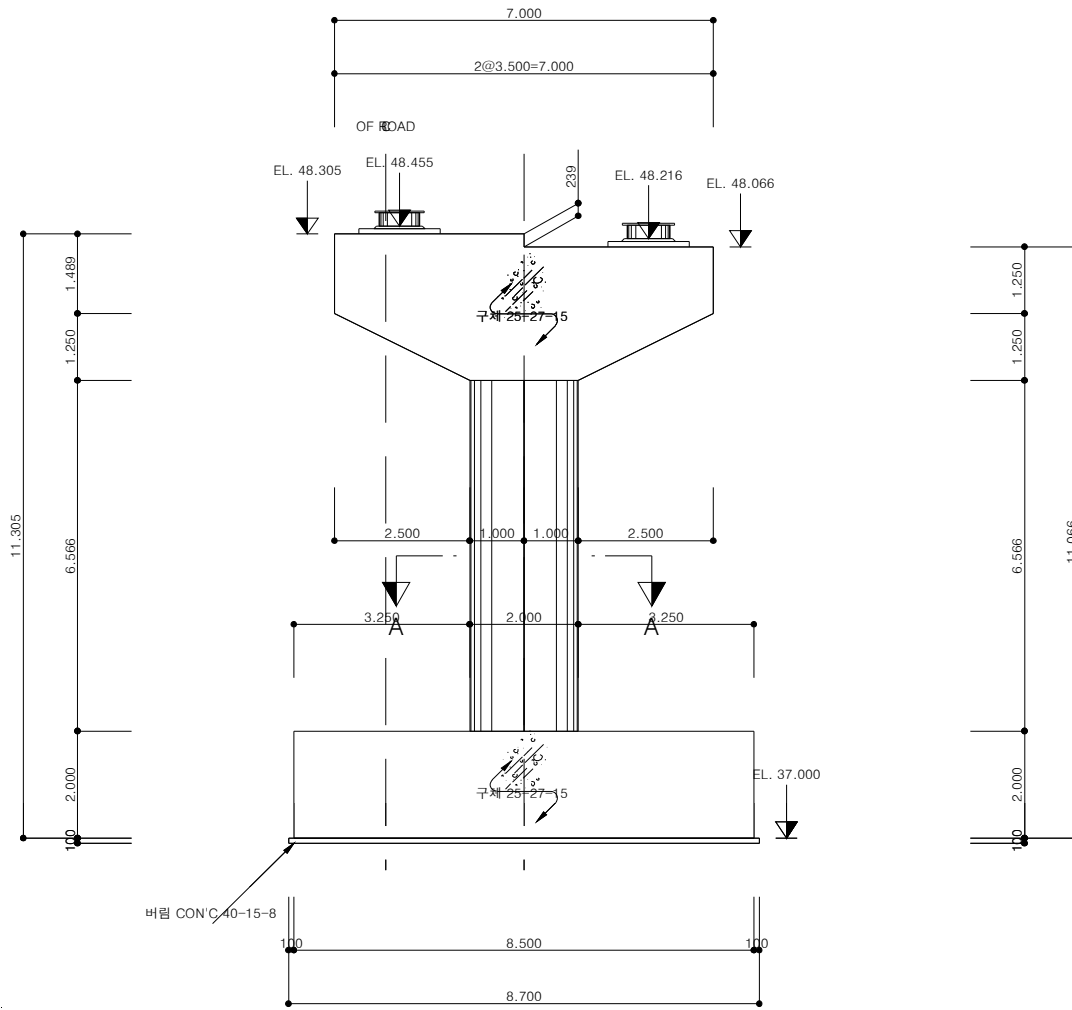
3.5 설 계 방 법

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

3.6 참 고 문 헌

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

4. 단 면 가 정



5. 하 중 계 산

5.1 상부반력 및 교각자중

교좌번호	고정하중(D)	활하중(L)		
		만재하시(L1)	좌측편재하(L2)	우측편재하(L3)
1	3025.525	1422.354	1029.502	65.494
2	3809.126	658.727	93.862	1037.137
계	6834.651	2081.081	1123.364	1102.631

※ 교각자중은 25.000 kN/m³ 의 값을 프로그램에서 자동재하

5.2 풍 하 중

1) 교축직각방향 (W-TR)

① 상부구조에 작용하는 풍하중

$$B/D = 9.170 / 4.340 = 2.113 \quad [1 \leq B/D < 8]$$

$$W1 = [4.0 - 0.2 \times (9.170 / 4.340)] \times 4.340 = 15.5 \text{ kN/m} \geq 6.0 \text{ 이므로}$$

$$= 15.526 \text{ kN/m}$$

$$P1 = 15.526 \times (45.000 + 45.000) / 2 \times \sin 90.0$$

$$= 698.67 \text{ kN}$$

$$\text{작용위치 } h = 4.340/2 + 0.400 + 0.625 = 3.195 \text{ m}$$

$$\text{작용모멘트 } My = Ph \times h = 698.670 \times 3.195 = 2232.3 \text{ kN.m}$$

② 하부구조에 작용하는 풍하중

$$W'_{\text{copping}} = 3.000 \times 2.500 \times 2.300 = 17.25 \text{ kN}$$

$$W'_{\text{column}} = 1.500 \times 2.000 = 3 \text{ kN/m (풍상측)}$$

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용 한다.

2) 교축방향 (W-L0)

① 하부구조에 작용하는 풍하중

$$W'_{\text{copping}} = 45.634 \text{ kN (Copping 높이에 따라 재하)}$$

$$W'_{\text{column}} = 1.500 \times 2.000 = 3 \text{ kN/m}$$

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용 한다.

5.3 활하중에 작용하는 풍하중

활하중에 재하되는 풍하중에 대하여는 교면상 1.5m 위치에서 1500 N/m의

풍하중이 재하되는 것으로 한다. [도로설계기준 P19]

$$Ph = 1.500 \times (45.000 + 45.000)/2 \times \sin 90.0 = 67.5 \text{ kN}$$

$$\text{작용위치 } h = 2.987 + 1.500 + 0.625 = 5.112 \text{ m}$$

$$\text{작용모멘트 } My = Ph \times h = 67.500 \times 5.112 = 345.06 \text{ kN.m}$$

5.4 온도하중 산정

1) 교축직각방향 (G-TR)

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

2) 교축방향 (G-L0)

① 교각의 종방향 변위를 유발하는 수평력

$$\delta = \alpha \times \Delta T \times L = 0.000012 \times 25.0 \times 45.0 = 0.0135 \text{ m}$$

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

$$P_h = 3 \times 27804000 \times 0.78540 \times 1\text{EA} \times 0.01350 / 9.066^3 \times \sin 90.0 \\ = 1186.875 \text{ kN}$$

② 교량받침에 의한 수평력

$$\text{상부고정하중} : V_d = 6834.651 \text{ kN}$$

$$\text{교량받침마찰계수} : \mu = 0.113$$

$$P_h = \mu \times W = 6834.651 \times 0.113 \times \sin 90.0 \\ = 772.316 \text{ kN}$$

☞ 수평력은 ①, ②중 작은값 772.316 kN를 적용한다.

③ 작용 모멘트

$$M_h = 772.316 \times (0.400 + 1.250/2) = 791.623 \text{ kN.m}$$

5.5 원심하중 (CF)

$$CF = 0.79 \times V^2 / R (\%)$$

$$= 0.79 \times 60.000^2 / 380.000$$

$$= 7.484 \%$$

CF : 원심하중으로서 충격을 포함하지 않은 활하중의 백분율

V : 설계속도(km/h), R : 곡선반경 (m)

$$\text{작용위치 } h = 2.987 + 1.800 + 0.625 = 5.412 \text{ m}$$

$$\text{작용수평력 } P_{cf} = 7.484 \times 2081.081 / 100 = 155.752 \text{ kN}$$

$$\text{작용모멘트 } M_y = P_{cf} \times h = 155.752 \times 5.412 = 842.932 \text{ kN.m}$$

5.6 양압력 및 부력 (Q3)

$$P = A H w = 3.142 \times 4.650 \times 10.000$$
$$= 146.091 \text{ kN}$$

w : 유수의 단위중량 (kN/m³)

H : HWL - 기초상단 EL, H = 43.650 - 39.000 = 4.650 m

A : 기둥의 단면적 (m²) , A = $\pi \times 1.000^2 = 3.142 \text{ m}^2$

5.7 지진에 의한 하중 : 내진해석 참조

구 분			교 축 방 향			교 축 직 각 방 향		
위 치	하 중 경 우	기 둥	전 단 력	모 멘 트	변 위 (m)	전 단 력	모 멘 트	변 위 (m)
기둥상단	하중경우 1	기둥 1	1076.031	3029.676	#####	428.773	1570.553	#####
	하중경우 2	기둥 1	496.635	1398.328	#####	916.364	3738.567	#####
기둥하단	하중경우 1	기둥 1	1184.758	9519.918	#####	540.843	4151.263	#####
	하중경우 2	기둥 1	528.206	4301.708	#####	1030.793	9008.089	#####

5.8 하중조합 : 사용하중 검토시

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	Q	CF
SVB01	1.00	1.00								1.00	1.00
SVB02	1.00		1.00							1.00	1.00
SVB03	1.00			1.00						1.00	1.00
SVB04	1.00				1.00					1.00	
SVB05	1.00	1.00			0.50	1.00				1.00	1.00
SVB06	1.00		1.00		0.50	1.00				1.00	1.00
SVB07	1.00			1.00	0.50	1.00				1.00	1.00
SVB08	1.00	1.00					1.00	1.00		1.00	1.00
SVB09	1.00	1.00					-1.00	1.00		1.00	1.00
SVB10	1.00		1.00				1.00	1.00		1.00	1.00
SVB11	1.00		1.00				-1.00	1.00		1.00	1.00
SVB12	1.00			1.00			1.00	1.00		1.00	1.00
SVB13	1.00			1.00			-1.00	1.00		1.00	1.00
SVB14	1.00				1.00		1.00	1.00		1.00	
SVB15	1.00				1.00		-1.00	1.00		1.00	
SVB16	1.00	1.00			0.50	1.00	1.00	1.00		1.00	1.00
SVB17	1.00	1.00			0.50	1.00	-1.00	1.00		1.00	1.00
SVB18	1.00		1.00		0.50	1.00	1.00	1.00		1.00	1.00
SVB19	1.00		1.00		0.50	1.00	-1.00	1.00		1.00	1.00
SVB20	1.00			1.00	0.50	1.00	1.00	1.00		1.00	1.00
SVB21	1.00			1.00	0.50	1.00	-1.00	1.00		1.00	1.00
SVB22	1.00								1.00	1.00	

D = 고정하중 또는 이에 따른 단면력

L = 활하중 또는 이에 따른 단면력

W = 풍하중 또는 이에 따른 단면력

WL = 차량활하중에 작용하는 풍하중 또는 이에 따른 단면력

E = 지진하중 또는 이에 따른 단면력

CO = 충돌하중 또는 이에 따른 단면력

G = 부등침하, 크리프, 건조수축(GS), 제작 또는 시공시 치수착오, 습도변화

또는 온도변화등으로 인한 팽창 또는 수축변형으로 유발된 변형력 또는 이에 따른 단면력

Q = 부력 또는 양압력, 수압, 파압 등의 하중 또는 이에 따른 단면력

CF = 원심하중 또는 이에 따른 단면력

※ 위 테이블에 표시된 SVB는 교축방향이며, 모델링상의 SV0 는 교직방향을 나타냅니다.

SVB 와 SV0 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

5.9 하중조합 : 계수하중 검토시

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	Q	CF
ULB01	1.30	2.15								1.30	1.30
ULB02	1.30		2.15							1.30	1.30
ULB03	1.30			2.15						1.30	1.30
ULB04	1.30				1.30					1.30	
ULB05	1.30	1.30			0.65	1.30				1.30	1.30
ULB06	1.30		1.30		0.65	1.30				1.30	1.30
ULB07	1.30			1.30	0.65	1.30				1.30	1.30
ULB08	1.30	1.30					1.30	1.30		1.30	1.30
ULB09	1.30	1.30					-1.30	1.30		1.30	1.30
ULB10	1.30		1.30				1.30	1.30		1.30	1.30
ULB11	1.30		1.30				-1.30	1.30		1.30	1.30
ULB12	1.30			1.30			1.30	1.30		1.30	1.30
ULB13	1.30			1.30			-1.30	1.30		1.30	1.30
ULB14	1.25				1.25		1.25	1.30		1.25	
ULB15	1.25				1.25		-1.25	1.30		1.25	
ULB16	1.25	1.25			0.63	1.25	1.25	1.30		1.25	1.25
ULB17	1.25	1.25			0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25	1.25
ULB18	1.25		1.25		0.63	1.25	1.25	1.30		1.25	1.25
ULB19	1.25		1.25		0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25	1.25
ULB20	1.25			1.25	0.63	1.25	1.25	1.30		1.25	1.25
ULB21	1.25			1.25	0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25	1.25
ULB22	1.00								1.00	1.00	
ULB23	1.30	1.30								1.30	1.30
ULB24	1.30		1.30							1.30	1.30
ULB25	1.30			1.30						1.30	1.30
ULB26	1.20				1.20					1.20	

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

ULB 와 UL0 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

5.10 하중조합 : 계수하중 검토시 (최대편심)

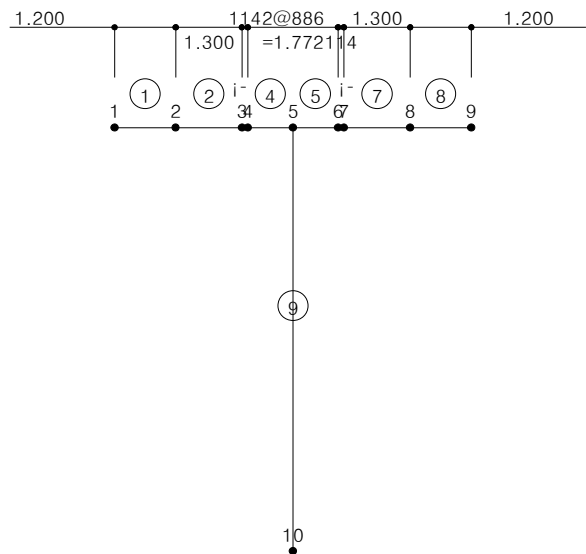
구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	Q	CF
UEB01	1.00	2.15								1.30	1.30
UEB02	1.00		2.15							1.30	1.30
UEB03	1.00			2.15						1.30	1.30
UEB04	1.00				1.30					1.30	
UEB05	1.00	1.30			0.65	1.30				1.30	1.30
UEB06	1.00		1.30		0.65	1.30				1.30	1.30
UEB07	1.00			1.30	0.65	1.30				1.30	1.30
UEB08	1.00	1.30					1.30	1.30		1.30	1.30
UEB09	1.00	1.30					-1.30	1.30		1.30	1.30
UEB10	1.00		1.30				1.30	1.30		1.30	1.30
UEB11	1.00		1.30				-1.30	1.30		1.30	1.30
UEB12	1.00			1.30			1.30	1.30		1.30	1.30
UEB13	1.00			1.30			-1.30	1.30		1.30	1.30
UEB14	0.95				1.25		1.25	1.30		1.25	
UEB15	0.95				1.25		-1.25	1.30		1.25	
UEB16	0.95	1.25			0.63	1.25	1.25	1.30		1.25	1.25
UEB17	0.95	1.25			0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25	1.25
UEB18	0.95		1.25		0.63	1.25	1.25	1.30		1.25	1.25
UEB19	0.95		1.25		0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25	1.25
UEB20	0.95			1.25	0.63	1.25	1.25	1.30		1.25	1.25
UEB21	0.95			1.25	0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25	1.25
UEB22	1.00								1.00	1.00	
UEB23	1.00	1.30								1.30	1.30
UEB24	1.00		1.30							1.30	1.30
UEB25	1.00			1.30						1.30	1.30
UEB26	0.90				1.20					1.20	

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

UEB 와 UE0 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

6. 구조 해석

6.1 해석 모델링



6.2 절점 좌표

절점	X	Z	절점	X	Z
1	0.000	8.441	6	4.386	8.441
2	1.200	8.441	7	4.500	8.441
3	2.500	8.441	8	5.800	8.441
4	2.614	8.441	9	7.000	8.441
5	3.500	8.441	10	3.500	0.000

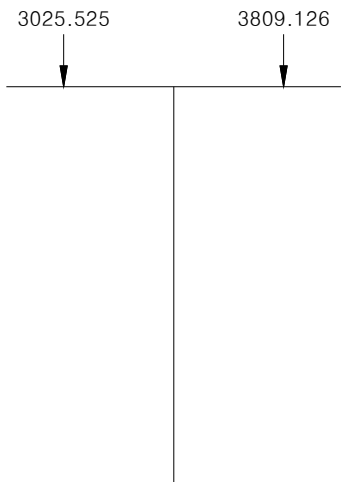
6.3 단면 제원

구 분	B(m)	H(m)	A(m ²)	I22(m ⁴)	I33(m ⁴)	적용절점
①	2.300	1.250	2.875	1.267396	0.374349	9
②	2.300	1.489	3.425	1.509722	0.632748	1
③	2.300	1.850	4.255	1.875746	1.213561	8
④	2.300	2.089	4.805	2.118072	1.747278	2
⑤	2.300	2.500	5.750	2.534792	2.994792	5~7
⑥	2.300	2.739	6.300	2.777118	3.938426	3, 4
⑦	2.000	0.000	3.142	0.785398	0.785398	기둥상단
⑧	2.000	0.000	3.142	0.785398	0.785398	기둥하단

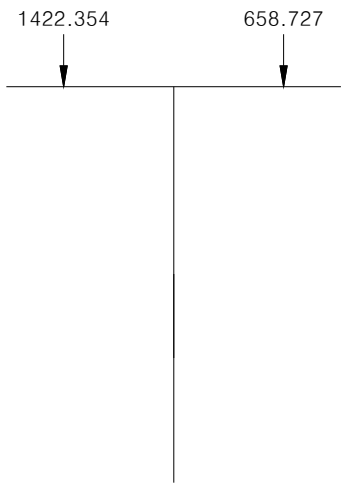
6.4 하중재하도

1) 연직하중

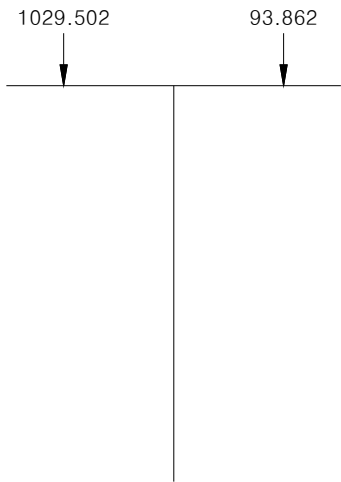
① 고정하중 (D)



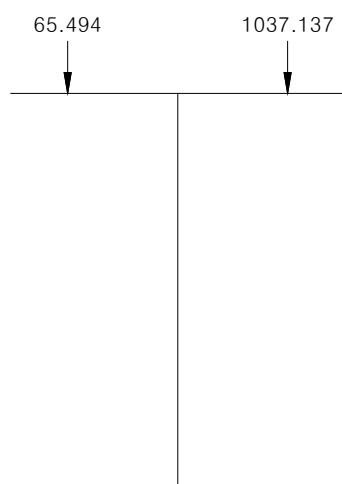
② 활하중 : 만재하시 (L1)



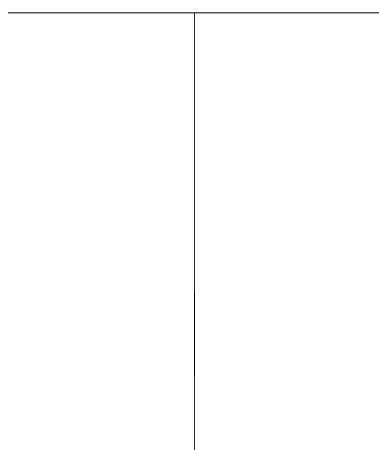
③ 활하중 : 좌측 편재하시 (L2)



④ 활하중 : 우측 편재하시 (L3)



⑤ 양압력 및 부력 (Q3)

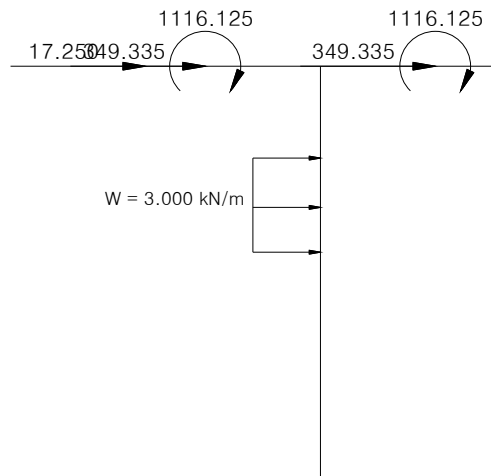


HWL : EL = 43.650 m
기초상단 : EL = 39.000 m
하저면 : EL = 0.000 m

2) 수평하중

① 교축직각 방향

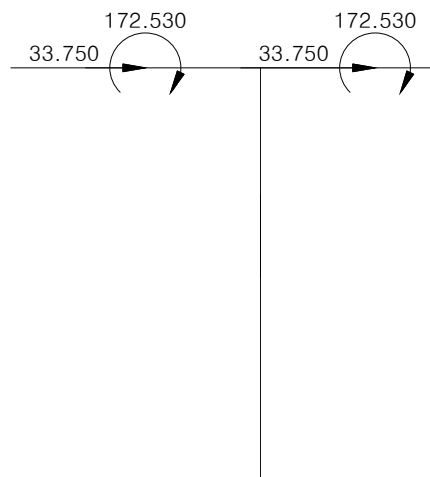
㉠ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-TR)



$$P = 698.670/2EA = 349.335 \text{ kN}$$

$$M = 2232.251/2EA = 1116.125 \text{ kN}$$

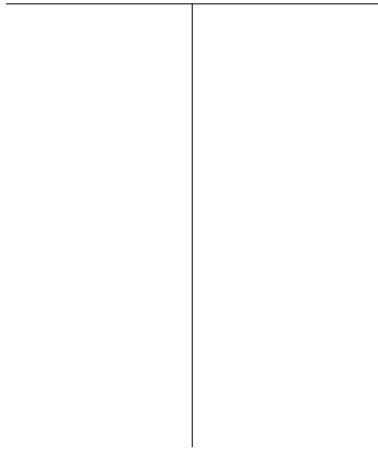
㉡ 풍하중 : 활하중에 재하되는 풍하중 (WL)



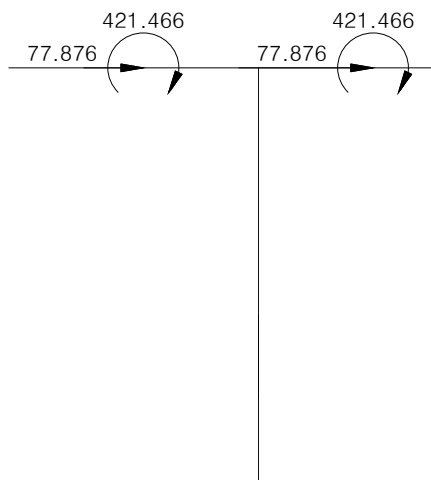
$$P = 67.500/2EA = 33.750 \text{ kN}$$

$$M = 345.060/2EA = 172.530 \text{ kN}$$

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

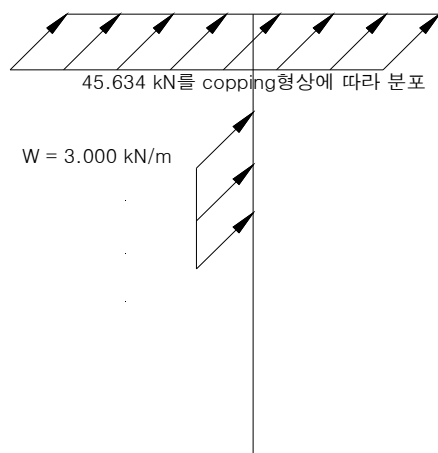


㉔ 원심하중 (CF) : 둘 중에 큰 값을 적용한다.

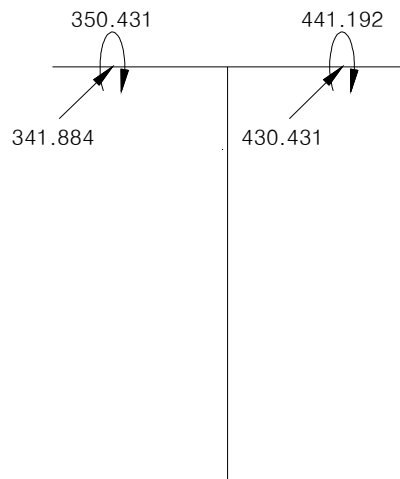


② 교축 방향

㉔ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-L0)



㉞ 온도하중 (G-L01) : $P = 772.316 / 2EA = 386.158 \text{ kN}$ $M = 791.623 / 2EA = 395.812 \text{ kN.m}$



HWL : EL = 43.650 m
기초상단 : EL = 39.000 m
하저면 : EL = 0.000 m

㉞ 유수압 (Q1-L0)

7. 해석결과 집계

7.1 하중별 부재력 집계

① 기둥 : 부재번호 9

(교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-7709.300	1718.100	0.000	-8372.300	1718.100	0.000	
L1	-2081.100	-1756.300	0.000	-2081.100	-1756.300	0.000	
L2	-1123.400	-2152.000	0.000	-1123.400	-2152.000	0.000	
L3	-1102.600	2234.800	0.000	-1102.600	2234.800	0.000	
W-TR	0.000	3574.600	-715.900	0.000	8307.600	-721.700	
WL	0.000	471.600	-67.500	0.000	914.800	-67.500	
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-TR	0.000	3738.567	916.364	0.000	9008.089	1030.793	
Q3	146.100	0.000	0.000	146.100	0.000	0.000	
CF	0.000	1135.000	-155.800	0.000	2157.600	-155.800	

(교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-7709.300	0.000	0.000	-8372.300	0.000	0.000	
L1	-2081.100	0.000	0.000	-2081.100	0.000	0.000	
L2	-1123.400	0.000	0.000	-1123.400	0.000	0.000	
L3	-1102.600	0.000	0.000	-1102.600	0.000	0.000	
W-L0	0.000	85.600	-45.600	0.000	417.400	-51.400	
WL	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
G-L02	0.000	2239.700	-772.300	0.000	7310.700	-772.300	
E-L0	0.000	3029.676	1076.031	0.000	9519.918	1184.758	
Q3	146.100	0.000	0.000	146.100	0.000	0.000	
CF	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	

② 두부분 : 내민보

하중	좌측 (부재4, 절점4)		우측 (부재5, 절점6)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-4656.200	3347.400	-5717.200	-4095.000	
L1	-2011.200	1422.300	-931.400	-658.700	
L2	-1455.700	1029.500	-132.700	-93.900	
L3	-92.600	65.500	-1466.500	-1037.100	
W-L0	0.000	0.000	0.000	0.000	
W-TR	1116.100	0.000	-1116.100	0.000	
WL	172.500	0.000	-172.500	0.000	
G-L02	0.000	0.000	0.000	0.000	
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-L0	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	
Q3	0.000	0.000	0.000	0.000	
CF	421.500	0.000	-421.500	0.000	

③ 두부분 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점8)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	-69.900	3149.000	-60.000	-3916.100
L1	0.000	1422.300	0.000	-658.700
L2	0.000	1029.500	0.000	-93.900
L3	0.000	65.500	0.000	-1037.100
W-L0	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	1116.100	0.000	-1116.100	0.000
WL	172.500	0.000	-172.500	0.000
G-L02	0.000	0.000	0.000	0.000
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000
E-L0	0.000	0.000	0.000	0.000
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000
Q3	0.000	0.000	0.000	0.000
CF	421.500	0.000	-421.500	0.000

7.2 사용하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 9

(교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-9644.300	1096.700	-155.800	#####	2119.400	-155.800	
SV002	-8686.600	701.100	-155.800	-9349.500	1723.800	-155.800	
SV003	-8665.900	5087.900	-155.800	-9328.800	6110.500	-155.800	
SV004	-7563.200	5292.700	-715.900	-8226.200	10025.700	-721.700	
SV005	-9644.300	3355.700	-581.200	#####	7188.000	-584.100	
SV006	-8686.600	2960.000	-581.200	-9349.500	6792.400	-584.100	
SV007	-8665.900	7346.800	-581.200	-9328.800	11179.100	-584.100	
SV008	-9644.300	1096.700	-155.800	#####	2119.400	-155.800	
SV009	-9644.300	1096.700	-155.800	#####	2119.400	-155.800	
SV010	-8686.600	701.100	-155.800	-9349.500	1723.800	-155.800	
SV011	-8686.600	701.100	-155.800	-9349.500	1723.800	-155.800	
SV012	-8665.900	5087.900	-155.800	-9328.800	6110.500	-155.800	
SV013	-8665.900	5087.900	-155.800	-9328.800	6110.500	-155.800	
SV014	-7563.200	5292.700	-715.900	-8226.200	10025.700	-721.700	
SV015	-7563.200	5292.700	-715.900	-8226.200	10025.700	-721.700	
SV016	-9644.300	3355.700	-581.200	#####	7188.000	-584.100	
SV017	-9644.300	3355.700	-581.200	#####	7188.000	-584.100	
SV018	-8686.600	2960.000	-581.200	-9349.500	6792.400	-584.100	
SV019	-8686.600	2960.000	-581.200	-9349.500	6792.400	-584.100	
SV020	-8665.900	7346.800	-581.200	-9328.800	11179.100	-584.100	
SV021	-8665.900	7346.800	-581.200	-9328.800	11179.100	-584.100	
SV022	-7563.200	5456.667	916.364	-8226.200	10726.189	1030.793	

2) 교축방향

(교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SVB01	-9644.300	0.000	0.000	#####	0.000	0.000	
SVB02	-8686.600	0.000	0.000	-9349.500	0.000	0.000	
SVB03	-8665.900	0.000	0.000	-9328.800	0.000	0.000	
SVB04	-7563.200	85.600	-45.600	-8226.200	417.400	-51.400	
SVB05	-9644.300	42.800	-22.800	#####	208.700	-25.700	
SVB06	-8686.600	42.800	-22.800	-9349.500	208.700	-25.700	
SVB07	-8665.900	42.800	-22.800	-9328.800	208.700	-25.700	
SVB08	-9644.300	2239.700	-772.300	#####	7310.700	-772.300	
SVB09	-9644.300	-2239.700	772.300	#####	-7310.700	772.300	
SVB10	-8686.600	2239.700	-772.300	-9349.500	7310.700	-772.300	
SVB11	-8686.600	-2239.700	772.300	-9349.500	-7310.700	772.300	
SVB12	-8665.900	2239.700	-772.300	-9328.800	7310.700	-772.300	
SVB13	-8665.900	-2239.700	772.300	-9328.800	-7310.700	772.300	
SVB14	-7563.200	2325.300	-817.900	-8226.200	7728.200	-823.700	
SVB15	-7563.200	-2154.100	726.700	-8226.200	-6893.300	720.900	
SVB16	-9644.300	2282.500	-795.100	#####	7519.500	-798.000	
SVB17	-9644.300	-2196.900	749.500	#####	-7102.000	746.600	
SVB18	-8686.600	2282.500	-795.100	-9349.500	7519.500	-798.000	
SVB19	-8686.600	-2196.900	749.500	-9349.500	-7102.000	746.600	
SVB20	-8665.900	2282.500	-795.100	-9328.800	7519.500	-798.000	
SVB21	-8665.900	-2196.900	749.500	-9328.800	-7102.000	746.600	
SVB22	-7563.200	3029.676	1076.031	-8226.200	9519.918	1184.758	

3) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재4, 절점4)		우측 (부재5, 절점6)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-6245.900	4769.700	-7070.200	-4753.800	
SV002	-5690.400	4376.900	-6271.400	-4188.900	
SV003	-4327.300	3412.900	-7605.200	-5132.200	
SV004	-3540.100	3347.400	-6833.400	-4095.000	
SV005	-5515.300	4769.700	-7800.800	-4753.800	
SV006	-4959.800	4376.900	-7002.000	-4188.900	
SV007	-3596.700	3412.900	-8335.800	-5132.200	
SV008	-6245.900	4769.700	-7070.200	-4753.800	
SV009	-6245.900	4769.700	-7070.200	-4753.800	
SV010	-5690.400	4376.900	-6271.400	-4188.900	
SV011	-5690.400	4376.900	-6271.400	-4188.900	
SV012	-4327.300	3412.900	-7605.200	-5132.200	
SV013	-4327.300	3412.900	-7605.200	-5132.200	
SV014	-3540.100	3347.400	-6833.400	-4095.000	
SV015	-3540.100	3347.400	-6833.400	-4095.000	
SV016	-5515.300	4769.700	-7800.800	-4753.800	

SV017	-5515.300	4769.700	-7800.800	-4753.800	
SV018	-4959.800	4376.900	-7002.000	-4188.900	
SV019	-4959.800	4376.900	-7002.000	-4188.900	
SV020	-3596.700	3412.900	-8335.800	-5132.200	
SV021	-3596.700	3412.900	-8335.800	-5132.200	
SV022	-4656.200	3347.400	-5717.200	-4095.000	

② 두부분 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점8)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	351.500	4571.300	-481.500	-4574.800
SV002	351.500	4178.500	-481.500	-4009.900
SV003	351.500	3214.500	-481.500	-4953.200
SV004	1046.200	3149.000	-1176.200	-3916.100
SV005	1082.100	4571.300	-1212.100	-4574.800
SV006	1082.100	4178.500	-1212.100	-4009.900
SV007	1082.100	3214.500	-1212.100	-4953.200
SV008	351.500	4571.300	-481.500	-4574.800
SV009	351.500	4571.300	-481.500	-4574.800
SV010	351.500	4178.500	-481.500	-4009.900
SV011	351.500	4178.500	-481.500	-4009.900
SV012	351.500	3214.500	-481.500	-4953.200
SV013	351.500	3214.500	-481.500	-4953.200
SV014	1046.200	3149.000	-1176.200	-3916.100
SV015	1046.200	3149.000	-1176.200	-3916.100
SV016	1082.100	4571.300	-1212.100	-4574.800
SV017	1082.100	4571.300	-1212.100	-4574.800
SV018	1082.100	4178.500	-1212.100	-4009.900
SV019	1082.100	4178.500	-1212.100	-4009.900
SV020	1082.100	3214.500	-1212.100	-4953.200
SV021	1082.100	3214.500	-1212.100	-4953.200
SV022	-69.900	3149.000	-60.000	-3916.100

7.3 계수하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 9

(교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	#####	-67.100	-202.500	#####	1262.400	-202.500	
UL002	#####	-917.700	-202.500	#####	411.700	-202.500	
UL003	#####	8513.800	-202.500	#####	9843.300	-202.500	
UL004	-9832.200	6880.500	-930.700	#####	13033.400	-938.200	
UL005	#####	4362.400	-755.600	#####	9344.400	-759.300	
UL006	#####	3848.000	-755.600	#####	8830.100	-759.300	
UL007	#####	9550.800	-755.600	#####	14532.900	-759.300	
UL008	#####	1425.800	-202.500	#####	2755.200	-202.500	
UL009	#####	1425.800	-202.500	#####	2755.200	-202.500	
UL010	#####	911.400	-202.500	#####	2240.900	-202.500	
UL011	#####	911.400	-202.500	#####	2240.900	-202.500	
UL012	#####	6614.200	-202.500	#####	7943.700	-202.500	
UL013	#####	6614.200	-202.500	#####	7943.700	-202.500	
UL014	-9454.000	6615.900	-894.900	#####	12532.100	-902.100	
UL015	-9454.000	6615.900	-894.900	#####	12532.100	-902.100	
UL016	#####	4194.600	-726.500	#####	8985.000	-730.100	
UL017	#####	4194.600	-726.500	#####	8985.000	-730.100	
UL018	#####	3700.000	-726.500	#####	8490.500	-730.100	
UL019	#####	3700.000	-726.500	#####	8490.500	-730.100	
UL020	#####	9183.500	-726.500	#####	13973.900	-730.100	
UL021	#####	9183.500	-726.500	#####	13973.900	-730.100	
UL022	-7563.200	5456.667	916.364	-8226.200	10726.189	1030.793	
UL023	#####	1425.800	-202.500	#####	2755.200	-202.500	
UL024	#####	911.400	-202.500	#####	2240.900	-202.500	
UL025	#####	6614.200	-202.500	#####	7943.700	-202.500	
UL026	-9075.900	6351.300	-859.100	-9871.400	12030.800	-866.000	

2) 교축직각방향(편심최대)

① 기둥 : 부재번호 9

(교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UE001	#####	-582.600	-202.500	#####	746.900	-202.500	
UE002	-9934.600	-1433.200	-202.500	#####	-103.700	-202.500	
UE003	-9890.100	7998.400	-202.500	#####	9327.800	-202.500	
UE004	-7519.400	6365.100	-930.700	-8182.400	12518.000	-938.200	
UE005	#####	3846.900	-755.600	#####	8829.000	-759.300	
UE006	-8979.800	3332.600	-755.600	-9642.700	8314.700	-759.300	
UE007	-8952.800	9035.400	-755.600	-9615.800	14017.500	-759.300	
UE008	#####	910.300	-202.500	#####	2239.800	-202.500	
UE009	#####	910.300	-202.500	#####	2239.800	-202.500	
UE010	-8979.800	396.000	-202.500	-9642.700	1725.500	-202.500	
UE011	-8979.800	396.000	-202.500	-9642.700	1725.500	-202.500	
UE012	-8952.800	6098.800	-202.500	-9615.800	7428.300	-202.500	
UE013	-8952.800	6098.800	-202.500	-9615.800	7428.300	-202.500	
UE014	-7141.200	6100.500	-894.900	-7771.000	12016.700	-902.100	
UE015	-7141.200	6100.500	-894.900	-7771.000	12016.700	-902.100	
UE016	-9742.600	3679.200	-726.500	#####	8469.600	-730.100	
UE017	-9742.600	3679.200	-726.500	#####	8469.600	-730.100	
UE018	-8545.400	3184.600	-726.500	-9175.300	7975.100	-730.100	
UE019	-8545.400	3184.600	-726.500	-9175.300	7975.100	-730.100	
UE020	-8519.500	8668.100	-726.500	-9149.300	13458.500	-730.100	
UE021	-8519.500	8668.100	-726.500	-9149.300	13458.500	-730.100	
UE022	-7563.200	2964.289	916.364	-8226.200	4720.796	1030.793	
UE023	#####	910.300	-202.500	#####	2239.800	-202.500	
UE024	-8979.800	396.000	-202.500	-9642.700	1725.500	-202.500	
UE025	-8952.800	6098.800	-202.500	-9615.800	7428.300	-202.500	
UE026	-6763.100	5835.800	-859.100	-7359.700	11515.400	-866.000	

3) 교축방향

(교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	#####	0.000	0.000	#####	0.000	0.000	
ULB02	#####	0.000	0.000	#####	0.000	0.000	
ULB03	#####	0.000	0.000	#####	0.000	0.000	
ULB04	-9832.200	111.200	-59.300	#####	542.700	-66.800	
ULB05	#####	55.600	-29.700	#####	271.300	-33.400	
ULB06	#####	55.600	-29.700	#####	271.300	-33.400	
ULB07	#####	55.600	-29.700	#####	271.300	-33.400	
ULB08	#####	2911.600	-1004.000	#####	9504.000	-1004.000	
ULB09	#####	-2911.600	1004.000	#####	-9504.000	1004.000	
ULB10	#####	2911.600	-1004.000	#####	9504.000	-1004.000	
ULB11	#####	-2911.600	1004.000	#####	-9504.000	1004.000	
ULB12	#####	2911.600	-1004.000	#####	9504.000	-1004.000	
ULB13	#####	-2911.600	1004.000	#####	-9504.000	1004.000	
ULB14	-9454.000	2906.600	-1022.400	#####	9660.200	-1029.600	
ULB15	-9454.000	-2692.700	908.400	#####	-8616.600	901.200	
ULB16	#####	2853.100	-993.900	#####	9399.300	-997.500	
ULB17	#####	-2746.200	936.900	#####	-8877.500	933.300	
ULB18	#####	2853.100	-993.900	#####	9399.300	-997.500	
ULB19	#####	-2746.200	936.900	#####	-8877.500	933.300	
ULB20	#####	2853.100	-993.900	#####	9399.300	-997.500	
ULB21	#####	-2746.200	936.900	#####	-8877.500	933.300	
ULB22	-7563.200	3029.676	1076.031	-8226.200	9519.918	1184.758	
ULB23	#####	0.000	0.000	#####	0.000	0.000	
ULB24	#####	0.000	0.000	#####	0.000	0.000	
ULB25	#####	0.000	0.000	#####	0.000	0.000	
ULB26	-9075.900	102.700	-54.800	-9871.400	500.900	-61.700	

4) 교축방향(편심최대)

(교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UEB01	#####	0.000	0.000	#####	0.000	0.000	
UEB02	-9934.600	0.000	0.000	#####	0.000	0.000	
UEB03	-9890.100	0.000	0.000	#####	0.000	0.000	
UEB04	-7519.400	111.200	-59.300	-8182.400	542.700	-66.800	
UEB05	#####	55.600	-29.700	#####	271.300	-33.400	
UEB06	-8979.800	55.600	-29.700	-9642.700	271.300	-33.400	
UEB07	-8952.800	55.600	-29.700	-9615.800	271.300	-33.400	
UEB08	#####	2911.600	-1004.000	#####	9504.000	-1004.000	
UEB09	#####	-2911.600	1004.000	#####	-9504.000	1004.000	
UEB10	-8979.800	2911.600	-1004.000	-9642.700	9504.000	-1004.000	
UEB11	-8979.800	-2911.600	1004.000	-9642.700	-9504.000	1004.000	
UEB12	-8952.800	2911.600	-1004.000	-9615.800	9504.000	-1004.000	
UEB13	-8952.800	-2911.600	1004.000	-9615.800	-9504.000	1004.000	
UEB14	-7141.200	2906.600	-1022.400	-7771.000	9660.200	-1029.600	
UEB15	-7141.200	-2692.700	908.400	-7771.000	-8616.600	901.200	
UEB16	-9742.600	2853.100	-993.900	#####	9399.300	-997.500	
UEB17	-9742.600	-2746.200	936.900	#####	-8877.500	933.300	
UEB18	-8545.400	2853.100	-993.900	-9175.300	9399.300	-997.500	
UEB19	-8545.400	-2746.200	936.900	-9175.300	-8877.500	933.300	
UEB20	-8519.500	2853.100	-993.900	-9149.300	9399.300	-997.500	
UEB21	-8519.500	-2746.200	936.900	-9149.300	-8877.500	933.300	
UEB22	-7563.200	1009.892	1076.031	-8226.200	3173.306	1184.758	
UEB23	#####	0.000	0.000	#####	0.000	0.000	
UEB24	-8979.800	0.000	0.000	-9642.700	0.000	0.000	
UEB25	-8952.800	0.000	0.000	-9615.800	0.000	0.000	
UEB26	-6763.100	102.700	-54.800	-7359.700	500.900	-61.700	

5) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재4, 절점4)		우측 (부재5, 절점6)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-9829.200	7409.600	-9982.900	-6739.800	
UL002	-8634.900	6565.000	-8265.700	-5525.400	
UL003	-5704.300	4492.400	#####	-7553.400	
UL004	-4602.100	4351.600	-8883.400	-5323.600	
UL005	-7169.900	6200.600	#####	-6179.900	
UL006	-6447.800	5689.900	-9102.600	-5445.600	
UL007	-4675.800	4436.700	#####	-6671.800	
UL008	-8119.700	6200.600	-9191.200	-6179.900	
UL009	-8119.700	6200.600	-9191.200	-6179.900	
UL010	-7397.600	5689.900	-8152.900	-5445.600	
UL011	-7397.600	5689.900	-8152.900	-5445.600	
UL012	-5625.500	4436.700	-9886.800	-6671.800	
UL013	-5625.500	4436.700	-9886.800	-6671.800	
UL014	-4425.100	4184.200	-8541.700	-5118.800	
UL015	-4425.100	4184.200	-8541.700	-5118.800	
UL016	-6894.200	5962.200	-9750.900	-5942.200	
UL017	-6894.200	5962.200	-9750.900	-5942.200	
UL018	-6199.800	5471.100	-8752.500	-5236.100	
UL019	-6199.800	5471.100	-8752.500	-5236.100	
UL020	-4495.900	4266.100	#####	-6415.200	
UL021	-4495.900	4266.100	#####	-6415.200	
UL022	-4656.200	3347.400	-5717.200	-4095.000	
UL023	-8119.700	6200.600	-9191.200	-6179.900	
UL024	-7397.600	5689.900	-8152.900	-5445.600	
UL025	-5625.500	4436.700	-9886.800	-6671.800	
UL026	-4248.100	4016.800	-8200.100	-4914.100	

② 두부분 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점8)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	457.000	7151.700	-625.900	-6507.200
UL002	457.000	6307.100	-625.900	-5292.700
UL003	457.000	4234.500	-625.900	-7320.800
UL004	1360.100	4093.700	-1529.000	-5090.900
UL005	1406.800	5942.700	-1575.700	-5947.200
UL006	1406.800	5432.000	-1575.700	-5212.900
UL007	1406.800	4178.800	-1575.700	-6439.200
UL008	457.000	5942.700	-625.900	-5947.200
UL009	457.000	5942.700	-625.900	-5947.200
UL010	457.000	5432.000	-625.900	-5212.900
UL011	457.000	5432.000	-625.900	-5212.900
UL012	457.000	4178.800	-625.900	-6439.200
UL013	457.000	4178.800	-625.900	-6439.200
UL014	1307.800	3936.200	-1470.200	-4895.100
UL015	1307.800	3936.200	-1470.200	-4895.100
UL016	1352.700	5714.200	-1515.100	-5718.500
UL017	1352.700	5714.200	-1515.100	-5718.500
UL018	1352.700	5223.100	-1515.100	-5012.400
UL019	1352.700	5223.100	-1515.100	-5012.400
UL020	1352.700	4018.100	-1515.100	-6191.500
UL021	1352.700	4018.100	-1515.100	-6191.500
UL022	-69.900	3149.000	-60.000	-3916.100
UL023	457.000	5942.700	-625.900	-5947.200
UL024	457.000	5432.000	-625.900	-5212.900
UL025	457.000	4178.800	-625.900	-6439.200
UL026	1255.400	3778.800	-1411.400	-4699.300

8. 두부보 설계

8.1 내민보의 설계 : 좌측 (절점 4)

1) 내민길이의 산정

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

[도로교 설계기준 5.4.4.1]

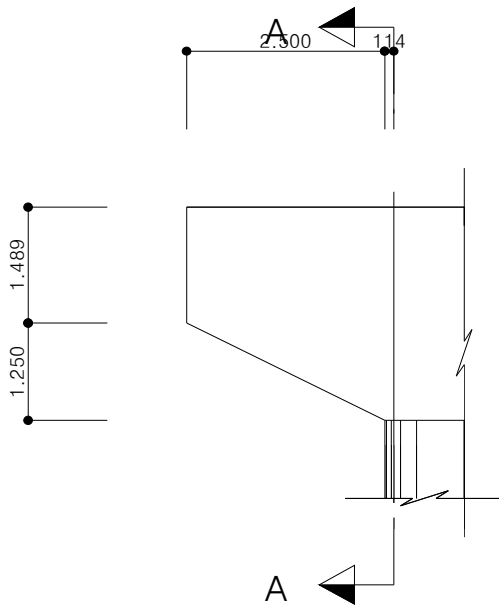
① 기둥의 단면적

$$A = \pi \times 2.000^2 / 4 = 3.142 \text{ m}^2$$

② 치환단면의 한변길이

$$L = \sqrt{3.142} = 1.772 \text{ m}$$

☞ 위험단면은 기둥끝단으로부터 $0.114\text{m}(= 1.000 - 1.772/2)$ 에 위치한다.



2) 브래킷 판정

① 위험단면에서의 작용력 : 『단면력 집계』 참조

$$V_u = 7409.600 \text{ kN} - \text{"UL0-01"}$$

$$M_u = 9829.200 \text{ kN.m}$$

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

② 브래킷 판정

$$a = 9829.200 / 7409.600 = 1.327 \text{ m}$$

$$d = 2.500 - 0.144 = 2.356 \text{ m}$$

$$a/d = 1.327 / 2.356 = 0.563 \leq 1.0 \quad \therefore \text{브래킷으로 검토}$$

3) 브래킷 검토

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	외단깊이(mm)	Vu(kN)
2300.0	2500.0	2355.9	100.0	2132.7	7409.6

$a = 1326.549 \text{ mm}$, $d = 2355.905 \text{ mm}$

$a / d (= 0.563) \leq 1 \rightarrow$ Bracket으로 설계. [콘크리트 구조설계기준] 7.9.2

지압면의 외단깊이 $\geq 0.5d$, $2132.725 \text{ mm} \geq 0.5 \times 2355.905 \text{ mm} \therefore \text{O.K}$

① 설계 단면력 산정

$V_u = 7409.600 \text{ kN}$

$N_{uc} = 0.20 \times 7409.600 = 1481.920 \text{ kN}$

$M_u = M_u' + N_{uc} \times (h - d)$
 $= 9829.200 + 1481.920 \times (2.500 - 2.356)$
 $= 10042.738 \text{ kN.m}$

② 전단마찰철근(A_{vf})의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우, [도로교 설계기준] 4.4.6.4

$V_{n\_max} \leq 0.2 \times f_{ck} \times b_o \times d$, $5.6 \times b_o \times d$
 $\leq 0.2 \times 27 \times 2300.000 \times 2355.905 = 29260.335 \text{ kN}$
 $\leq 5.6 \times 2300.000 \times 2355.905 = 30344.052 \text{ kN}$

$\Phi V_{n\_max} = 0.80 \times 29260.335 = 23408.268 \text{ kN} \geq V_u (=7409.600 \text{ kN}) \therefore \text{O.K}$

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\Phi_v \times f_y \times \mu} \quad (\Phi_v=0.80, \mu=1.4\lambda, \lambda=1.0; \text{일체로 친 보통 콘크리트})$$

 $= 7409600.000 / (0.80 \times 400 \times 1.4)$
 $= 16539.286 \text{ mm}^2$

③ 휨모멘트 철근(A_f)의 설계

$M_u = 9829.200 + 1481.920 \times (2.500 - 2.356) = 10042.738 \text{ kN.m}$

$$a = \frac{M_u}{\Phi \times A_f \times f_y}$$

$$M_n = M_u / \Phi = A_f \times f_y \times (d - a/2) \rightarrow \text{위의 } a \text{를 대입하여 } A_f \text{를 이차방정식으로 푼다.}$$

$$d - \sqrt{[d^2 - 4 \times M_u / (1.7 \times f_{ck} \times B \times \Phi)]}$$

$$A_f = \frac{2 \times f_y / (1.7 \times f_{ck} \times B)}{= 13639.113 \text{ mm}^2}$$

④ 수평인장 철근(A_n)의 설계

$N_{uc} = 0.20 \times 7409.600 = 1481.920 \text{ kN}$

$A_n = N_{uc} / (\Phi \times f_y) = 4631.000 \text{ mm}^2$

⑤ 주인장철근(A_s)의 산정

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

$\rightarrow A_s = 18270.113 \text{ mm}^2$

$$\begin{aligned} A_{s(\min)} &= 0.04 \times (f_{ck} / f_y) \times B \times d \\ &= 0.04 \times (27 / 400) \times 2300.000 \times 2355.905 \\ &= 14630.168 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Use } A_s = 21832.900 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 } 144.10 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : H29-10.0EA + H29-9.0EA, \quad d_1 = 100.00 \text{ mm}$$

$$2\text{단} : H25-10.0EA + H25-9.0EA, \quad d_2 = 200.00 \text{ mm}$$

$$\text{Use } A_s \geq 18270.113 \text{ mm}^2, 14630.168 \text{ mm}^2 \quad \therefore 0.K$$

⑥ 폐쇄 스테럽, 띠철근(Ah)의 산정

$$\begin{aligned} A_h &= 0.5 \times (A_s - A_n) = 0.5 \times (18270.113 - 4631.000) \\ &= 6819.557 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{사용철근량 (1단)} : H22 - 6.0 EA = 2322.600 \text{ mm}^2$$

$$\text{철근의 배치 범위} : 2/3 d = 2/3 \times 2355.90 = 1570.60 \text{ mm 구간에 } 7.0 \text{ 단 설치}$$

$$\blacktriangleright \text{사용철근량(7.0단)} : H22 - 42.00 EA = 16258.200 \text{ mm}^2 \geq 6819.557 \text{ mm}^2 \quad \therefore 0.K$$

4) 외측빔 검토 : 깊은보로 검토

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

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

$$a = 1 < 2d (=4.800) \quad \therefore \text{깊은 보로 전단설계}$$

$$- a/2 = 0.663 \text{ m} \quad (< d = 2.400 \text{ m}) \text{ L 위험단면 위치}$$

$$- V_u = 7287.177 \text{ kN} - \text{"UL0-01}$$

$$\text{부재번호} : 2 \text{ (I단 : 절점2, J단 : 절점3)} \quad \text{부재길이(L)} : 1.300 \text{ m}$$

$$V_{ui} = 7151.700 \text{ kN (I단)}, V_{uj} = 7386.300 \text{ kN (J단)}$$

$$\text{검토위치}(L_c) = 1.951 \text{ m (두부분 좌측단에서의 거리)}$$

$$\begin{aligned} V_u &= V_{ui} + (V_{uj} - V_{ui})/L \times (L_c - \text{I단 좌표}) \\ &= 7151.700 + (7386.300 - 7151.700)/1.300 \times (1.951 - 1.200) \\ &= 7287.177 \text{ kN} \end{aligned}$$

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	L_n (mm)	d(mm)	V_u (kN)	f_{ck} (MPa)	f_y (MPa)
2300.00	2653.10	2355.91	7287.18	27.00	400.00

* 최대전단강도 검토

$$\begin{aligned} \Phi_{\text{Max}} V_n &= \Phi \times 5 \times \sqrt{f_{ck}} / 6 \times b \times d \\ &= 0.80 \times 5 \times \sqrt{27} / 6 \times 2300.00 \times 2355.90 \\ &= 18770.514 \text{ kN} \geq V_u (= 7287.177 \text{ kN}) \quad \therefore 0.K \end{aligned}$$

* 콘크리트의 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_c &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 2300.00 \times 2355.90 = 3754.103 \text{ kN} \\ &< V_u (= 7287.177 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.} \end{aligned}$$

* 전단철근의 전단강도

㉠ 수직 전단철근

$$s = 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \quad \therefore 0.K$$

$$A_v = H_{22} - 6.0 EA (=2322.600 \text{ mm}^2) \geq 0.0025 \times b \times s (=1437.500 \text{ mm}^2) \quad \therefore \text{O.K}$$

㉞ 수평 전단철근

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

$$A_{vh} = H_{22} - 6.0 EA (=2322.600 \text{ mm}^2) \geq 0.0015 \times b \times s_h (=862.500 \text{ mm}^2) \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\rightarrow V_s = [A_v/s \times (1+L_n/d)/12 + A_{vh}/s_h \times (1+L_n/d)/12] \times f_y \times d = 8754.919 \text{ kN}$$

* 설계 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_n &= \Phi \times (S_s + S_c) = 0.80 \times (8754.919 + 4692.628) \\ &= 10758.038 \text{ kN} \geq V_u (=7287.177 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

5) 수평력에 의한 검토

- 교축방향 지진시 수평력과 두부보관성력으로 교축방향 모멘트를 산정

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

$$\begin{aligned} w_1 &= 1.489 \times 2.614 \times 2.300 \times 25.000 \times 0.185 = 41.404 \text{ kN} \\ w_2 &= 1.250 \times (2.614 - 0.114) / 2 \times 2.300 \times 25.000 \times 0.185 = 16.621 \text{ kN} \\ w_3 &= 1.250 \times (2.614 - 2.500) \times 2.300 \times 25.000 \times 0.185 = 1.516 \text{ kN} \\ V_c &= 41.404 + 16.621 + 1.516 = 59.541 \text{ kN} \\ M_c &= 41.404 \times 1.307 + 16.621 \times 0.947 + 1.516 \times 0.097 = 69.947 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_u &= 458.822 + 59.541(V_c) \\ &= 518.363 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_u &= 458.822 \times 1.414 + 69.947(M_c) \\ &= 718.721 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

* 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)
2500.00	2300.00	2200.00	100.00	718.72	518.36

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 5306.600 \times 400.00 = 2122640.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 2500.000 = 57375.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 36.996 \text{ mm, } c = 36.996 / \beta_1 = 36.996 / 0.85 = 43.525 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2200.00 - 43.525) / 43.525 = 0.14864$$

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

* 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 962.324 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5306.6 mm^2 (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 5.514]

1단 : H22 - 10.0 EA , H29 - 1.0 EA (= 4513.4 mm^2)

2단 : H25 - 1.0 EA , H19 - 1.0 EA (= 793.2 mm^2)

* 철근비 검토

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

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

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

$$\rho_{\text{use}} = A_s / b d = 0.00096$$

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

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 36.996 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 5306.600 \times 400 \times (2200.00 - a/2) = 3935.962 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 718.721 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 5.476]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 2200.00 \text{ mm}$)

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

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 2500.00 \times 2200.00 = 3810.512 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c/2 \geq V_u (= 518.363 \text{ kN}) , \text{ 전단보강 불필요.}$$

6) 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 6245.900 \times 1000000 / [21832.900 \times (2355.905 - 497.028/3)]$$

$$= 130.615 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 21832.900/2300.0 + 7 \times 21832.900/2300.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 2300.0 \times 2355.9)/(7 \times 21832.900)]}$$

$$= 497.028 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 21832.9 \text{ mm}^2 \text{ (철근도심 : } 144.1 \text{ mm)}$$

$$1\text{단} : \text{H29} - 19.0 \text{ EA} (= 12205.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H25} - 19.0 \text{ EA} (= 9627.3 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

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

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

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 130.62) - 2.5 \times 85.50 = 389.17 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 130.62) = 482.33 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 389.17 mm 를 적용

$$S = 2300.00 / 19.0 \text{ EA} = 121.05 \leq S_a (= 389.17 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

7) 수평력 검토에 의한 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 718.721 \times 1000000 / [5306.600 \times (2200.000 - 241.263/3)] \\ = 63.899 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 5306.600/2500.0 + 7 \times 5306.600/2500.0 \times \sqrt{[1 + 2 \times 2500.0 \times 2200.0/(7 \times 5306.600)]} \\ = 241.263 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 5306.6 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 100.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : H22 - 10.0 \text{ EA}, H29 - 1.0 \text{ EA} \quad (= 4513.4 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : H25 - 1.0 \text{ EA}, H19 - 1.0 \text{ EA} \quad (= 793.2 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

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

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

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 63.90) - 2.5 \times 85.50 = 1018.66 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 63.90) = 985.93 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 985.93 mm 를 적용

$$S = 2500.00 / 11.0 \text{ EA} = 227.27 \leq S_a (= 985.93 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

8.2 내민보의 설계 : 우측 (절점 6)

1) 내민길이의 산정

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

[도로교 설계기준 5.4.4.1]

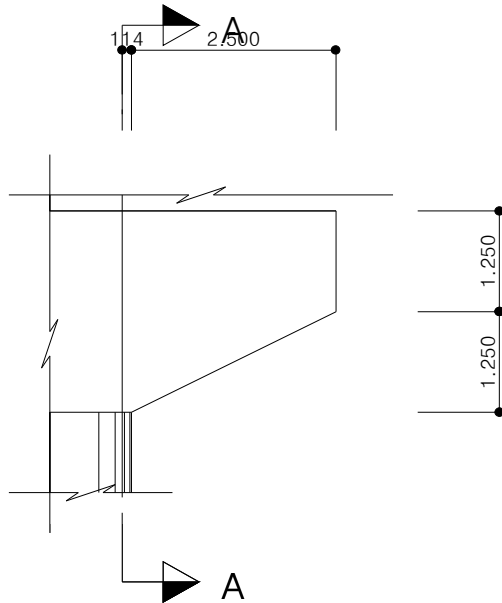
① 기둥의 단면적

$$A = \pi \times 2.000^2 / 4 = 3.142 \text{ m}^2$$

② 치환단면의 한변길이

$$L = \sqrt{3.142} = 1.772 \text{ m}$$

☞ 위험단면은 기둥끝단으로부터 $0.114\text{m}(= 1.000 - 1.772/2)$ 에 위치한다.



2) 브래킷 판정

① 위험단면에서의 작용력 : 『단면력 집계』 참조

$$V_u = 7553.400 \text{ kN} - \text{"UL0-03"}$$

$$M_u = 11133.300 \text{ kN.m}$$

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

② 브래킷 판정

$$a = 11133.300 / 7553.400 = 1.474 \text{ m}$$

$$d = 2.500 - 0.144 = 2.356 \text{ m}$$

$$a/d = 1.474 / 2.356 = 0.626 \leq 1.0 \quad \therefore \text{브래킷으로 검토}$$

3) 브래킷 검토

* 단면제원 및 설계가정

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

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	외단깊이(mm)	$V_u(\text{kN})$
2300.0	2500.0	2355.9	100.0	1820.0	7553.4

$a = 1473.946 \text{ mm}$, $d = 2355.905 \text{ mm}$

$a / d (= 0.626) \leq 1 \rightarrow$ Bracket으로 설계. [콘크리트 구조설계기준] 7.9.2

지압면의 외단깊이 $\geq 0.5d$, $1820.027 \text{ mm} \geq 0.5 \times 2355.905 \text{ mm} \therefore \text{O.K}$

① 설계 단면력 산정

$V_u = 7553.400 \text{ kN}$

$N_{uc} = 0.20 \times 7553.400 = 1510.680 \text{ kN}$

$M_u = M_u' + N_{uc} \times (h - d)$
 $= 11133.300 + 1510.680 \times (2.500 - 2.356)$
 $= 11350.982 \text{ kN.m}$

② 전단마찰철근(A_{vf})의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우, [도로교 설계기준] 4.4.6.4

$V_{n\_max} \leq 0.2 \times f_{ck} \times b_o \times d$, $5.6 \times b_o \times d$
 $\leq 0.2 \times 27 \times 2300.000 \times 2355.905 = 29260.335 \text{ kN}$
 $\leq 5.6 \times 2300.000 \times 2355.905 = 30344.052 \text{ kN}$

$\Phi V_{n\_max} = 0.80 \times 29260.335 = 23408.268 \text{ kN} \geq V_u (=7553.400 \text{ kN}) \therefore \text{O.K}$

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\Phi_v \times f_y \times \mu} \quad (\Phi_v=0.80, \mu=1.4\lambda, \lambda=1.0; \text{일체로 친 보통 콘크리트})$$

 $= 7553400.000 / (0.80 \times 400 \times 1.4)$
 $= 16860.268 \text{ mm}^2$

③ 휨모멘트 철근(A_f)의 설계

$M_u = 11133.300 + 1510.680 \times (2.500 - 2.356) = 11350.982 \text{ kN.m}$

$$a = \frac{M_u}{\Phi \times A_f \times f_y}$$

$$M_n = M_u / \Phi = A_f \times f_y \times (d - a/2) \rightarrow \text{위의 } a \text{를 대입하여 } A_f \text{를 이차방정식으로 푼다.}$$

$$d - \sqrt{[d^2 - 4 \times M_u / (1.7 \times f_{ck} \times B \times \Phi)]}$$

$$A_f = \frac{2 \times f_y}{(1.7 \times f_{ck} \times B)}$$

 $= 15465.260 \text{ mm}^2$

④ 수평인장 철근(A_n)의 설계

$N_{uc} = 0.20 \times 7553.400 = 1510.680 \text{ kN}$

$A_n = N_{uc} / (\Phi \times f_y) = 4720.875 \text{ mm}^2$

⑤ 주인장철근(A_s)의 산정

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

$\rightarrow A_s = 20186.135 \text{ mm}^2$

$$\begin{aligned} A_s(\min) &= 0.04 \times (f_{ck} / f_y) \times B \times d \\ &= 0.04 \times (27 / 400) \times 2300.000 \times 2355.905 \\ &= 14630.168 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Use } A_s = 21832.900 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 } 144.10 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : H29-10.0EA + H29-9.0EA, \quad d_1 = 100.00 \text{ mm}$$

$$2\text{단} : H25-10.0EA + H25-9.0EA, \quad d_2 = 200.00 \text{ mm}$$

$$\text{Use } A_s \geq 20186.135 \text{ mm}^2, 14630.168 \text{ mm}^2 \quad \therefore 0.K$$

⑥ 폐쇄 스테럽, 띠철근(Ah)의 산정

$$\begin{aligned} A_h &= 0.5 \times (A_s - A_n) = 0.5 \times (20186.135 - 4720.875) \\ &= 7732.630 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{사용철근량 (1단)} : H22 - 6.0 EA = 2322.600 \text{ mm}^2$$

$$\text{철근의 배치 범위} : 2/3 d = 2/3 \times 2355.90 = 1570.60 \text{ mm 구간에 } 7.0 \text{ 단 설치}$$

$$\blacktriangleright \text{사용철근량(7.0단)} : H22 - 42.00 EA = 16258.200 \text{ mm}^2 \geq 7732.630 \text{ mm}^2 \quad \therefore 0.K$$

4) 외측빔 검토 : 깊은보로 검토

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

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

$$a = 1 < 2d (=4.800) \quad \therefore \text{깊은 보로 전단설계}$$

$$- a/2 = 0.737 \text{ m} \quad (< d = 2.400 \text{ m}) \text{ L 위험단면 위치}$$

$$- V_u = 7430.843 \text{ kN} - "UL0-03"$$

$$\text{부재번호} : 7 \text{ (1단 : 절점7, J단 : 절점8)} \quad \text{부재길이(L)} : 1.300 \text{ m}$$

$$V_{ui} = -7532.100 \text{ kN (I단)}, V_{uj} = -7320.800 \text{ kN (J단)}$$

$$\text{검토위치}(L_c) = 5.123 \text{ m (두부분 좌측단에서의 거리)}$$

$$\begin{aligned} V_u &= V_{ui} + (V_{uj} - V_{ui})/L \times (L_c - \text{I단 좌표}) \\ &= -7532.100 + (-7320.800 - -7532.100)/1.300 \times (5.123 - 4.500) \\ &= -7430.843 \text{ kN} \end{aligned}$$

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	L_n (mm)	d(mm)	V_u (kN)	f_{ck} (MPa)	f_y (MPa)
2300.00	2947.89	2355.91	7430.84	27.00	400.00

* 최대전단강도 검토

$$\begin{aligned} \Phi_{\text{Max}} V_n &= \Phi \times 5 \times \sqrt{f_{ck}} / 6 \times b \times d \\ &= 0.80 \times 5 \times \sqrt{27} / 6 \times 2300.00 \times 2355.90 \\ &= 18770.514 \text{ kN} \geq V_u (= 7430.843 \text{ kN}) \quad \therefore 0.K \end{aligned}$$

* 콘크리트의 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_c &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 2300.00 \times 2355.90 = 3754.103 \text{ kN} \\ &< V_u (= 7430.843 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.} \end{aligned}$$

* 전단철근의 전단강도

㉠ 수직 전단철근

$$s = 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \quad \therefore 0.K$$

$$A_v = H_{22} - 6.0 EA (=2322.600 \text{ mm}^2) \geq 0.0025 \times b \times s (=1437.500 \text{ mm}^2) \quad \therefore \text{O.K}$$

㉞ 수평 전단철근

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

$$A_{vh} = H_{22} - 6.0 EA (=2322.600 \text{ mm}^2) \geq 0.0015 \times b \times s_h (=862.500 \text{ mm}^2) \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\rightarrow V_s = [A_v/s \times (1+L_n/d)/12 + A_{vh}/s_h \times (1+L_n/d)/12] \times f_y \times d = 8754.919 \text{ kN}$$

* 설계 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_n &= \Phi \times (S_s + S_c) = 0.80 \times (8754.919 + 4692.628) \\ &= 10758.038 \text{ kN} \geq V_u (= 7430.843 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

5) 수평력에 의한 검토

- 교축방향 지진시 수평력과 두부보관성력으로 교축방향 모멘트를 산정

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

$$\begin{aligned} w_1 &= 1.489 \times 2.614 \times 2.300 \times 25.000 \times 0.185 = 41.404 \text{ kN} \\ w_2 &= 1.250 \times (2.614 - 0.114) / 2 \times 2.300 \times 25.000 \times 0.185 = 16.621 \text{ kN} \\ w_3 &= 1.250 \times (2.614 - 2.500) \times 2.300 \times 25.000 \times 0.185 = 1.516 \text{ kN} \\ V_c &= 41.404 + 16.621 + 1.516 = 59.541 \text{ kN} \\ M_c &= 41.404 \times 1.307 + 16.621 \times 0.947 + 1.516 \times 0.097 = 69.947 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_u &= 508.164 + 59.541(V_c) \\ &= 567.705 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_u &= 508.164 \times 1.414 + 69.947(M_c) \\ &= 788.491 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

* 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)
2500.00	2300.00	2200.00	100.00	788.49	567.71

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 5306.600 \times 400.00 = 2122640.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 2500.000 = 57375.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 36.996 \text{ mm, } c = 36.996 / \beta_1 = 36.996 / 0.85 = 43.525 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2200.00 - 43.525) / 43.525 = 0.14864$$

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

* 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 1055.899 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5306.6 mm^2 (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 5.026]

1단 : H22 - 10.0 EA , H29 - 1.0 EA (= 4513.4 mm^2)

2단 : H25 - 1.0 EA , H19 - 1.0 EA (= 793.2 mm^2)

* 철근비 검토

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

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

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

$$\rho_{\text{use}} = A_s / b d = 0.00096$$

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

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 36.996 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 5306.600 \times 400 \times (2200.00 - a/2) = 3935.962 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 788.491 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 4.992]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 2200.00 \text{ mm}$)

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

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 2500.00 \times 2200.00 = 3810.512 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c/2 \geq V_u (= 567.705 \text{ kN}) , \text{ 전단보강 불필요.}$$

6) 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 8335.800 \times 1000000 / [21832.900 \times (2355.905 - 497.028/3)]$$

$$= 174.320 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 21832.900/2300.0 + 7 \times 21832.900/2300.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 2300.0 \times 2355.9)/(7 \times 21832.900)]}$$

$$= 497.028 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 21832.9 \text{ mm}^2 \text{ (철근도심 : } 144.1 \text{ mm)}$$

$$1\text{단} : \text{H29} - 19.0 \text{ EA} (= 12205.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H25} - 19.0 \text{ EA} (= 9627.3 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

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

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

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 174.32) - 2.5 \times 85.50 = 238.01 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 174.32) = 361.40 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 238.01 mm 를 적용

$$S = 2300.00 / 19.0 \text{ EA} = 121.05 \leq S_a (= 238.01 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

7) 수평력 검토에 의한 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 788.491 \times 1000000 / [5306.600 \times (2200.000 - 241.263/3)] \\ = 70.102 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 5306.600/2500.0 + 7 \times 5306.600/2500.0 \times \sqrt{[1 + 2 \times 2500.0 \times 2200.0/(7 \times 5306.600)]} \\ = 241.263 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 5306.6 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 100.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H22} - 10.0 \text{ EA}, \text{H29} - 1.0 \text{ EA} \quad (= 4513.4 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H25} - 1.0 \text{ EA}, \text{H19} - 1.0 \text{ EA} \quad (= 793.2 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

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

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 70.10) - 2.5 \times 85.50 = 909.61 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 70.10) = 898.69 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 898.69 mm 를 적용

$$S = 2500.00 / 11.0 \text{ EA} = 227.27 \leq S_a (= 898.69 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

8.3 교량받침 위치 검토

1) 받침위치1(교량받침1) : UL0-01(절점 2)

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

$$a = 0.064 (457.00/7151.70) < 2d(=3.978) \quad \therefore \text{깊은 보로 전단설계}$$

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2300.00	2653.10	1989.00	7151.70	27.00	400.00

* 최대전단강도 검토

$$\begin{aligned} \Phi_{\text{Max}} V_n &= \Phi \times 5 \times \sqrt{f_{ck}} / 6 \times b \times d \\ &= 0.80 \times 5 \times \sqrt{27} / 6 \times 2300.00 \times 1989.00 \\ &= 15847.226 \text{ kN} \geq V_u (= 7151.700 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

* 콘크리트의 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_c &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 2300.00 \times 1989.00 = 3169.445 \text{ kN} \\ &< V_u (= 7151.700 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.} \end{aligned}$$

* 전단철근의 전단강도

㉠ 수직 전단철근

$$\begin{aligned} s &= 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K} \\ A_v &= H22 - 6.0 \text{ EA } (=2322.600 \text{ mm}^2) \geq 0.0025 \times b \times s (=1437.500 \text{ mm}^2) \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

㉡ 수평 전단철근

$$\begin{aligned} s_h &= 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K} \\ A_{vh} &= H22 - 6.0 \text{ EA } (=2322.600 \text{ mm}^2) \geq 0.0015 \times b \times s_h (=862.500 \text{ mm}^2) \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

$$\rightarrow V_s = [A_v/s \times (1+L_n/d)/12 + A_{vh}/s_h \times (1-L_n/d)/12] \times f_y \times d = 7391.442 \text{ kN}$$

* 설계 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_n &= \Phi \times (S_s + S_c) = 0.80 \times (7391.442 + 3961.806) \\ &= 9082.599 \text{ kN} \geq V_u (= 7151.700 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- 사용성 검토

① 응력 산정

$$\begin{aligned} f_s &= M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 1082.100 \times 1000000 / [3151.500 \times (1989.000 - 185.977/3)] \\ &= 178.183 \text{ MPa} \\ \chi &= -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ &= -7 \times 3151.500/2300.0 + 7 \times 3151.500/2300.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 2300.0 \times 1989.0)/(7 \times 3151.500)]} \\ &= 185.977 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{사용철근량} = 3151.5 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 100.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : H19 - 11.0 \text{ EA } (= 3151.5 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 19/2 = 90.50 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 178.18) - 2.5 \times 90.50 = 215.71 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 178.18) = 353.57 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 215.71 mm 를 적용

$$S = 2300.00 / 11.0 \text{ EA} = 209.09 \leq S_a (= 215.71 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

2) 받침위치2(교량받침2) : UL0-03(절점 8)

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

$$a = 0.085 (625.90/7320.80) < 2d(=3.500) \therefore \text{깊은 보로 전단설계}$$

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2300.00	2947.89	1705.91	7320.80	27.00	400.00

* 최대전단강도 검토

$$\begin{aligned} \Phi_{\text{Max}} V_n &= \Phi \times 5 \times \sqrt{f_{ck}} / 6 \times b \times d \\ &= 0.80 \times 5 \times \sqrt{27} / 6 \times 2300.00 \times 1705.90 \\ &= 13591.682 \text{ kN} \geq V_u (= 7320.800 \text{ kN}) \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

* 콘크리트의 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_c &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 2300.00 \times 1705.90 = 2718.336 \text{ kN} \\ &< V_u (= 7320.800 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.} \end{aligned}$$

* 전단철근의 전단강도

㉠ 수직 전단철근

$$\begin{aligned} s &= 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \therefore \text{O.K} \\ A_v &= H22 - 6.0 \text{ EA } (=2322.600 \text{ mm}^2) \geq 0.0025 \times b \times s (=1437.500 \text{ mm}^2) \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

㉡ 수평 전단철근

$$\begin{aligned} s_h &= 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \therefore \text{O.K} \\ A_{vh} &= H22 - 6.0 \text{ EA } (=2322.600 \text{ mm}^2) \geq 0.0015 \times b \times s_h (=862.500 \text{ mm}^2) \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

$$\rightarrow V_s = [A_v/s \times (1+L_n/d)/12 + A_{vh}/s_h \times (1-L_n/d)/12] \times f_y \times d = 6339.415 \text{ kN}$$

* 설계 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_n &= \Phi \times (S_s + S_c) = 0.80 \times (6339.415 + 3397.920) \\ &= 7789.868 \text{ kN} \geq V_u (= 7320.800 \text{ kN}) \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- 사용성 검토

① 응력 산정

$$\begin{aligned} f_s &= M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 1212.100 \times 1000000 / [21832.900 \times (1705.905 - 414.305/3)] \\ &= 35.411 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \chi &= -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ &= -7 \times 21832.900/2300.0 + 7 \times 21832.900/2300.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 2300.0 \times 1705.9)/(7 \times 21832.900)]} \\ &= 414.305 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{사용철근량} = 21832.9 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 : } 144.1 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : H29 - 19.0 \text{ EA } (= 12205.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : H25 - 19.0 \text{ EA } (= 9627.3 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 29/2 = 85.50 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 35.41) - 2.5 \times 85.50 = 2010.15 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 35.41) = 1779.12 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 1779.12 mm 를 적용

$$S = 2300.00 / 19.0 \text{ EA} = 121.05 \leq S_a (= 1779.12 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

9. 기둥 설계

9.1 교축직각방향

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pe(kN)	Pu(kN)	M1(kN.m)	M2(kN.m)	V(kN)	Δ (m)	비 고
UL001	#####	#####	67.100	1262.400	-202.500	0.00100	축력최대
UL007	#####	#####	9550.800	14532.900	-759.300	0.01900	모멘트최대
UL022	-8372.300	-8226.200	5456.667	10726.189	1030.793	0.02764	탄성설계
UL022	-8372.300	-8226.200	2964.289	4720.796	1030.793	0.02764	소성설계
UE026	-7535.070	-7359.700	5835.800	11515.400	-866.000	0.01400	편심최대

註) Pe : 장기지속축력 (= 고정하중에 의한 축력 x 고정하중계수)

Pu : 전체축력, M1, M2 : 기둥상단, 하단 모멘트

Vu : 전단력, Δ : 기둥상단의 변위량

※ 소성설계시 지진시 모멘트에 대하여 응답수정계수(R=3.000)로 나눈 값을 적용한다

2) 기둥검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.005	0.018	0.060	0.K	52040.916	15168.400	1273.865	3.431	0.K
모멘트최대	0.005	0.018	0.060	0.K	15508.508	12127.500	15075.622	1.279	0.K
탄성설계	0.005	0.018	0.060	0.K	17916.726	8226.200	11012.514	2.178	0.K
편심최대	0.005	0.018	0.060	0.K	12119.400	7359.700	11678.905	1.647	0.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 9, UL001)

㉞ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$, $\theta=90.000^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1885.263	15168.400	1273.865	83.981

㉟ 압축부재의 장주효과

㉡ 층 안정지수 산정

$$Q = \sum P_u \cdot \Delta / (V_u \cdot L_c)$$

$$= 15168.400 \times 0.00100 / (-202.500 \times 8.441)$$

$$= 0.009$$

여기서, $\sum P_u$: 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

V_u : 층전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 8.441 m)

㉢ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, $k = 2.100$

$$\text{세장비 } \lambda = k \times L_u / r \leq 22$$

$$= 2.100 \times 9.305 / 0.500$$

$$= 39.081 > 22.000 \quad \therefore \text{장주}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.500$: 부재단면의 최소회전반경

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 9.305 m)

㉣ 모멘트 확대계수 산정

$$\delta_s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$$

$$= 1 / (1 - 0.009)$$

$$= 1.009$$

㉤ 확대 모멘트 산정

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s \times M_{1s}$$

$$= 0.000 + 1.009 \times 67.100$$

$$= 67.709 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s \times M_{2s}$$

$$= 0.000 + 1.009 \times 1262.400$$

$$= 1273.865 \text{ kN.m}$$

㉞ 철근비 검토

$$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2, A_{st} = 55246.40 \text{ mm}^2, P_{use} = 0.01759$$

$$\text{ - 1단 : H29 - 43EA } (A_s=27623.200 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$\text{ - 2단 : H29 - 43EA } (A_s=27623.200 \text{ mm}^2), d_2 = 129.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0176) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y) \} = 1005062.285 \text{ mm}^2$$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g$ (= 1570796.327 mm²) 이어야 하므로 1570796.327 mm² 를 적용.

㉟ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1131.158 \text{ mm}, ab = k_1 \times c_b = 961.484 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1493840.504 = 34283.640 \text{ kN}, \sum C_{si} = 8372.531 \text{ kN}, \sum T_{si} = 6417.951 \text{ kN}$$

$$P_b = 34283.640 + 8372.531 - 6417.951 = 36238.219 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times -480.742 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 25330.744 \text{ kN.m}$$

$$e_b > e \rightarrow \text{압축 파괴} \quad (e_b = M_b/P_b = 699.006 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 83.981 \text{ mm})$$

㉞ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 2141.906 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1820.620 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 3002413.915 = 68905.399 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 14186.927 \text{ kN}, \sum T_{si} = 0.000 \text{ kN}$$

$$P_n = 68905.399 + 14186.927 - 0.000 = 83092.326 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 951.799 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 6978.817 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (=83.989)| = 0.0072 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㉞ 강도감소계수(Φ) 산정

$$d_t = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm}$$

$$c = 2141.906 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 1820.620 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 2141.91) / 2141.91 = -0.00034$$

$\epsilon_t \leq \epsilon_y$ 이므로 압축지배단면이며, $\Phi = 0.70$ 를 적용한다.

㉞ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 74344.165 \text{ kN} < P_n = 83092.326 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 0.70 \times 74344.165 = 52040.916 \text{ kN} \geq P_u = 15168.400 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.084 = 4370.473 \text{ kN.m} \geq M_u = 1273.865 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$$

② 모멘트최대 : (부재 9, UL007)

㉞ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$, $\theta=90.000\text{도}$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1885.263	12127.500	15075.622	1243.094

㉞ 압축부재의 장주효과

㉞ 총 안정지수 산정

$$Q = \sum Pu \cdot \Delta / (Vu \cdot L_c)$$

$$= 12127.500 \times 0.01900 / (-759.300 \times 8.441)$$

$$= 0.036$$

여기서, $\sum Pu$: 총전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 총전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 8.441 m)

㉞ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, $k = 2.100$

$$\text{세장비 } \lambda = k \times L_u / r \leq 22$$

$$= 2.100 \times 9.305 / 0.500$$

$$= 39.081 > 22.000 \therefore \text{장주}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.500$: 부재단면의 최소회전반경

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 9.305 m)

㉞ 모멘트 확대계수 산정

$$\delta_s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$$

$$= 1 / (1 - 0.036)$$

$$= 1.037$$

㉞ 확대 모멘트 산정

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s \times M_{1s}$$

$$= 0.000 + 1.037 \times 9550.800$$

$$= 9907.469 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s \times M_{2s}$$

$$= 0.000 + 1.037 \times 14532.900$$

$$= 15075.622 \text{ kN.m}$$

㉞ 철근비 검토

$$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2, A_{st} = 55246.40 \text{ mm}^2, \rho_{use} = 0.01759$$

- 1단 : H29 - 43EA ($A_s=27623.200 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H29 - 43EA ($A_s=27623.200 \text{ mm}^2$), $d_2 = 129.000 \text{ mm}$

$$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0176) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore O.K$$

$$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y) \} = 803571.429 \text{ mm}^2$$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉞ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1131.158 \text{ mm}, a_b = k_1 \times c_b = 961.484 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1493840.504 = 34283.640 \text{ kN}, \sum C_{si} = 8372.531 \text{ kN}, \sum T_{si} = 6417.951 \text{ kN}$$

$$P_b = 34283.640 + 8372.531 - 6417.951 = 36238.219 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times -480.742 + \sum(C_{si} \cdot d_i) + \sum(T_{si} \cdot d_i) = 25330.744 \text{ kN.m}$$

$$e_b < e \rightarrow \text{인장 파괴} \quad (e_b = M_b/P_b = 699.006 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 1243.094 \text{ mm})$$

㉞ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 836.180 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 710.753 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1000508.805 = 22961.677 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 6767.459 \text{ kN}, \sum T_{si} = 10118.862 \text{ kN}$$

$$P_n = 22961.677 + 6767.459 - 10118.862 = 19610.274 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 939.894 + \sum(C_{si} \cdot d_i) + \sum(T_{si} \cdot d_i) = 24377.363 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (=1243.091)| = 0.0026 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㉞ 강도감소계수(Φ) 산정

$$d_t = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm}$$

$$c = 836.180 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 710.753 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 836.18) / 836.18 = 0.00382$$

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.00500$ 이므로 변화구간단면이며, $\Phi = 0.79$ 를 적용한다.

$$\Phi = 0.700 + (0.0038 - 0.0020) \times (0.850 - 0.700) / (0.00500 - 0.00200) = 0.791$$

㉞ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max}P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\} = 74344.165 \text{ kN} \geq P_n = 19610.274 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 0.79 \times 19610.274 = 15508.508 \text{ kN} \geq P_u = 12127.500 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 1.243 = 19278.533 \text{ kN.m} \geq M_u = 15075.622 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$$

③ 탄성설계 : (부재 9, UL022)

㉞ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=1.00$, $\theta=90.000\text{도}$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1885.263	8226.200	11012.514	1338.712

㉟ 압축부재의 장주효과

㉠ 총 안정지수 산정

$$Q = \sum P_u \cdot \Delta / (V_u \cdot L_c)$$

$$= 8226.200 \times 0.02764 / (1030.793 \times 8.441)$$

$$= 0.026$$

여기서, $\sum P_u$: 총전체의 수직하중

Δ : 총상단의 상대변위

V_u : 총전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 8.441 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, $k = 2.100$

$$\text{세장비 } \lambda = k \times L_u / r \leq 22$$

$$= 2.100 \times 9.305 / 0.500$$

$$= 39.081 > 22.000 \therefore \text{장주}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.500$: 부재단면의 최소회전반경

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 9.305 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

$$\delta_s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$$

$$= 1 / (1 - 0.026)$$

$$= 1.027$$

㉣ 확대 모멘트 산정

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s \times M_{1s}$$

$$= 0.000 + 1.027 \times 5456.667$$

$$= 5602.328 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s \times M_{2s}$$

$$= 0.000 + 1.027 \times 10726.189$$

$$= 11012.514 \text{ kN.m}$$

㉤ 철근비 검토

$$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2, A_{st} = 55246.40 \text{ mm}^2, \rho_{use} = 0.01759$$

$$- 1\text{단} : H29 - 43\text{EA} (A_s=27623.200 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : H29 - 43\text{EA} (A_s=27623.200 \text{ mm}^2), d_2 = 129.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0176) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore \text{O.K}$$

$$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{\Psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y)\} = 545070.236 \text{ mm}^2$$

$$A_{eff} \text{는 } \geq \frac{1}{2} A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2) \text{ 이어야 하므로 } 1570796.327 \text{ mm}^2 \text{ 를 적용.}$$

㉥ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1131.158 \text{ mm}, a_b = k_1 \times c_b = 961.484 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1493840.504 = 34283.640 \text{ kN}, \sum C_{si} = 8372.531 \text{ kN}, \sum T_{si} = 6417.951 \text{ kN}$$

$$P_b = 34283.640 + 8372.531 - 6417.951 = 36238.219 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times -480.742 + \sum(C_{si} \cdot d_i) + \sum(T_{si} \cdot d_i) = 25330.744 \text{ kN.m}$$

$$e_b < e \rightarrow \text{인장 파괴} \quad (e_b = M_b/P_b = 699.006 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 1338.712 \text{ mm})$$

㉞ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 804.662 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 683.963 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 949441.276 = 21789.677 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 6581.619 \text{ kN}, \sum T_{si} = 10454.571 \text{ kN}$$

$$P_n = 21789.677 + 6581.619 - 10454.571 = 17916.726 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 941.660 + \sum(C_{si} \cdot d_i) + \sum(T_{si} \cdot d_i) = 23985.517 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (=1338.722)| = 0.0099 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㉞ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\} = 74344.165 \text{ kN} \geq P_n = 17916.726 \text{ kN}$$

$$\phi P_n = 1.00 \times 17916.726 = 17916.726 \text{ kN} \geq P_u = 8226.200 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\phi M_n = \phi P_n \times 1.339 = 23985.339 \text{ kN.m} \geq M_u = 11012.514 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$$

④ 편심최대 : (부재 9, UE026)

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$, $\theta=90.000^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1885.263	7359.700	11678.905	1586.872

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

$$Q = \sum P_u \cdot \Delta / (V_u \cdot L_c)$$

$$= 7359.700 \times 0.01400 / (-866.000 \times 8.441)$$

$$= 0.014$$

여기서, $\sum P_u$: 총전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

V_u : 총전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 8.441 m)

㉣ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, $k = 2.100$

$$\text{세장비 } \lambda = k \times L_u / r \leq 22$$

$$= 2.100 \times 9.305 / 0.500$$

$$= 39.081 > 22.000 \quad \therefore \text{장주}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.500$: 부재단면의 최소회전반경

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 9.305 m)

㉤ 모멘트 확대계수 산정

$$\delta_s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$$

$$= 1 / (1 - 0.014)$$

$$= 1.014$$

㉥ 확대 모멘트 산정

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s \times M_{1s}$$

$$= 0.000 + 1.014 \times 5835.800$$

$$= 5918.661 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s \times M_{2s}$$

$$= 0.000 + 1.014 \times 11515.400$$

$$= 11678.905 \text{ kN.m}$$

㉦ 철근비 검토

$$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2, A_{st} = 55246.40 \text{ mm}^2, \rho_{use} = 0.01759$$

- 1단 : H29 - 43EA ($A_s=27623.200 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H29 - 43EA ($A_s=27623.200 \text{ mm}^2$), $d_2 = 129.000 \text{ mm}$

$$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0176) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y) \} = 487655.712 \text{ mm}^2$$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉧ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1131.158 \text{ mm}, \quad a_b = k_1 \times c_b = 961.484 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1493840.504 = 34283.640 \text{ kN}, \quad \sum C_{si} = 8372.531 \text{ kN}, \quad \sum T_{si} = 6417.951 \text{ kN}$$

$$P_b = 34283.640 + 8372.531 - 6417.951 = 36238.219 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times -480.742 + \sum(C_{si} \cdot d_i) + \sum(T_{si} \cdot d_i) = 25330.744 \text{ kN.m}$$

$$e_b < e \rightarrow \text{인장 파괴} \quad (e_b = M_b/P_b = 699.006 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 1586.872 \text{ mm})$$

㉞ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 741.065 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 629.905 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 847899.368 = 19459.290 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 6202.427 \text{ kN}, \sum T_{si} = 11140.191 \text{ kN}$$

$$P_n = 19459.290 + 6202.427 - 11140.191 = 14521.526 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 945.370 + \sum(C_{si} \cdot d_i) + \sum(T_{si} \cdot d_i) = 23043.688 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (=1586.864)| = 0.0084 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㉞ 강도감소계수(Φ) 산정

$$d_t = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm}$$

$$c = 741.065 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 629.905 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 741.06) / 741.06 = 0.00469$$

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.00500$ 이므로 변화구간단면이며, $\Phi = 0.83$ 를 적용한다.

$$\Phi = 0.700 + (0.0047 - 0.0020) \times (0.850 - 0.700) / (0.00500 - 0.00200) = 0.835$$

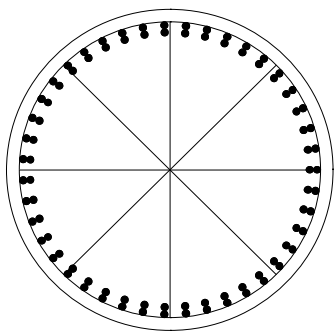
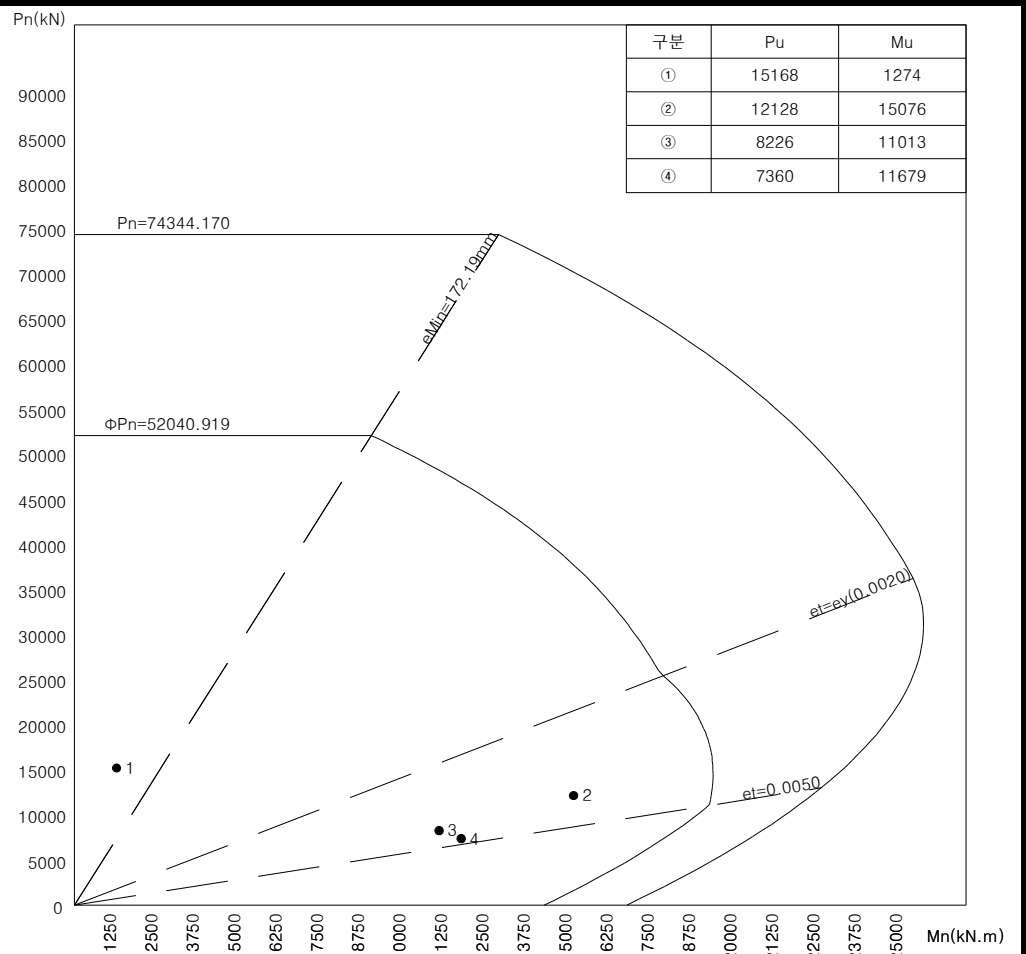
㉞ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max}P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\} = 74344.165 \text{ kN} \geq P_n = 14521.526 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 0.83 \times 14521.526 = 12119.400 \text{ kN} \geq P_u = 7359.700 \text{ kN} \therefore \text{O.K.}$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 1.587 = 19231.942 \text{ kN.m} \geq M_u = 11678.905 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K.}$$

4) PM 상관도



단면제원

$R = 1000.000 \text{ mm}$
 $D = 1885.263 \text{ mm}$
 $A_g = 3141592.654 \text{ mm}^2$
 $A_{eff} = 1570796.327 \text{ mm}^2$

사용 철근

$A_{st} = 55246.400 \text{ mm}^2$
 $P_{use} = 0.01759$
 1단 : H29-43Ea
 2단 : H29-43Ea

9.2 교축방향

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pe(kN)	Pu(kN)	M1(kN.m)	M2(kN.m)	V(kN)	Δ (m)	비 고
ULB01	#####	#####	0.000	0.000	0.000	0.00000	축력최대
ULB14	#####	#####	2906.600	9660.200	-1029.600	0.01100	모멘트최대
ULB22	-8372.300	-8226.200	3029.676	9519.918	1184.758	0.02340	탄성설계
ULB22	-8372.300	-8226.200	1009.892	3173.306	1184.758	0.02340	소성설계
UEB14	-7953.685	-7771.000	2906.600	9660.200	-1029.600	0.01100	편심최대

註) Pe : 장기지속축력 (= 고정하중에 의한 축력 x 고정하중계수)

Pu : 전체축력, M1, M2 : 기둥상단, 하단 모멘트

Vu : 전단력, Δ : 기둥상단의 변위량

※ 소성설계시 지진시 모멘트에 대하여 응답수정계수(R=3.000)로 나눈 값을 적용한다

2) 기둥검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.005	0.018	0.060	0.K	52040.916	15168.400	0.000	3.431	0.K
모멘트최대	0.005	0.018	0.060	0.K	19922.937	10282.700	9787.437	1.938	0.K
탄성설계	0.005	0.018	0.060	0.K	20888.580	8226.200	9704.300	2.539	0.K
편심최대	0.005	0.018	0.060	0.K	15498.626	7771.000	9757.778	1.994	0.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 9, ULB01)

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1885.263	15168.400	0.000	0.000

㉡ 철근비 검토

$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2$, $A_{st} = 55246.40 \text{ mm}^2$, $P_{use} = 0.01759$

- 1단 : H29 - 43EA ($A_s=27623.200 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H29 - 43EA ($A_s=27623.200 \text{ mm}^2$), $d_2 = 129.000 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0176) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore O.K$

$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g$, $A_{eff} = P_u / \{\Psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y)\} = 1005062.285 \text{ mm}^2$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉢ 평형하중 산정

$cb = 600 / (600 + f_y) \times d = 1131.158 \text{ mm}$, $ab = k_1 \times cb = 961.484 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1493840.504 = 34283.640 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 8372.531 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 6417.951 \text{ kN}$

$P_b = 34283.640 + 8372.531 - 6417.951 = 36238.219 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times -480.742 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 25330.744 \text{ kN.m}$

$eb > e \rightarrow$ 압축 파괴 ($eb = M_b/P_b = 699.006 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 0.000 \text{ mm}$)

㉣ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 7069.735 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 6009.274 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 3141936.858 = 72107.451 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 20830.655 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 0.000 \text{ kN}$

$P_n = 72107.451 + 20830.655 - 0.000 = 92938.106 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 3004.637 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = -0.000 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n(=-0.000)| = 0.0000 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉤ 강도감소계수(Φ) 산정

$dt = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm}$

$c = 7069.735 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 6009.274 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (dt-c) / c = 0.00300 \times (1900.00-7069.73) / 7069.73 = -0.00219$

$\epsilon_t \leq \epsilon_y$ 이므로 압축지배단면이며, $\Phi = 0.70$ 를 적용한다.

㉥ 축방향력 및 휨에대한 검토

$\text{Max}P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\} = 74344.165 \text{ kN} < P_n = 92938.106 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.70 \times 74344.165 = 52040.916 \text{ kN} \geq P_u = 15168.400 \text{ kN} \therefore O.K$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.000 = 0.000 \text{ kN.m} \geq M_u = 0.000 \text{ kN.m} \therefore O.K$

② 모멘트최대 : (부재 9, ULB14)

㉞ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1885.263	10282.700	9787.437	951.835

㉞ 압축부재의 장주효과

㉞ 총 안정지수 산정

$$Q = \sum P_u \cdot \Delta / (V_u \cdot L_c)$$

$$= 10282.700 \times 0.01100 / (1029.600 \times 8.441)$$

$$= 0.013$$

여기서, $\sum P_u$: 총전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

V_u : 총전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 8.441 m)

㉞ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, $k = 2.100$

$$\text{세장비 } \lambda = k \times L_u / r \leq 22$$

$$= 2.100 \times 9.305 / 0.500$$

$$= 39.081 > 22.000 \therefore \text{장주}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.500$: 부재단면의 최소회전반경

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 9.305 m)

㉞ 모멘트 확대계수 산정

$$\delta_s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$$

$$= 1 / (1 - 0.013)$$

$$= 1.013$$

㉞ 확대 모멘트 산정

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s \times M_{1s}$$

$$= 0.000 + 1.013 \times 2906.600$$

$$= 2944.883 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s \times M_{2s}$$

$$= 0.000 + 1.013 \times 9660.200$$

$$= 9787.437 \text{ kN.m}$$

㉞ 철근비 검토

$$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2, A_{st} = 55246.40 \text{ mm}^2, \rho_{use} = 0.01759$$

$$- 1\text{단} : H29 - 43\text{EA} (A_s=27623.200 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : H29 - 43\text{EA} (A_s=27623.200 \text{ mm}^2), d_2 = 129.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0176) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore \text{O.K}$$

$$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y) \} = 681334.482 \text{ mm}^2$$

$$A_{eff} \text{는 } \geq \frac{1}{2} A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2) \text{ 이어야 하므로 } 1570796.327 \text{ mm}^2 \text{ 를 적용.}$$

㉞ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1131.158 \text{ mm}, a_b = k_1 \times c_b = 961.484 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1493840.504 = 34283.640 \text{ kN}, \sum C_{si} = 8372.531 \text{ kN}, \sum T_{si} = 6417.951 \text{ kN}$$

$$P_b = 34283.640 + 8372.531 - 6417.951 = 36238.219 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times -480.742 + \sum(C_{si} \cdot d_i) + \sum(T_{si} \cdot d_i) = 25330.744 \text{ kN.m}$$

$$e_b < e \rightarrow \text{인장 파괴} \quad (e_b = M_b/P_b = 699.006 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 951.835 \text{ mm})$$

㉞ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 966.520 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 821.542 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1215829.573 = 27903.289 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 7492.137 \text{ kN}, \sum T_{si} = 8648.641 \text{ kN}$$

$$P_n = 27903.289 + 7492.137 - 8648.641 = 26746.785 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 933.148 + \sum(C_{si} \cdot d_i) + \sum(T_{si} \cdot d_i) = 25458.401 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (=951.830)| = 0.0050 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㉞ 강도감소계수(Φ) 산정

$$d_t = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm}$$

$$c = 966.520 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 821.542 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 966.52) / 966.52 = 0.00290$$

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.00500$ 이므로 변화구간단면이며, $\Phi = 0.74$ 를 적용한다.

$$\Phi = 0.700 + (0.0029 - 0.0020) \times (0.850 - 0.700) / (0.00500 - 0.00200) = 0.745$$

㉞ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}\} = 74344.165 \text{ kN} \geq P_n = 26746.785 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 0.74 \times 26746.785 = 19922.937 \text{ kN} \geq P_u = 10282.700 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.952 = 18963.354 \text{ kN.m} \geq M_u = 9787.437 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$$

③ 탄성설계 : (부재 9, ULB22)

㉞ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=1.00$

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1885.263	8226.200	9704.300	1179.682

㉞ 압축부재의 장주효과

㉞ 총 안정지수 산정

$$Q = \sum P_u \cdot \Delta / (V_u \cdot L_c)$$

$$= 8226.200 \times 0.02340 / (1184.758 \times 8.441)$$

$$= 0.019$$

여기서, $\sum P_u$: 총전체의 수직하중

Δ : 총상단의 상대변위

V_u : 총전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 8.441 m)

㉞ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, $k = 2.100$

$$\text{세장비 } \lambda = k \times L_u / r \leq 22$$

$$= 2.100 \times 9.305 / 0.500$$

$$= 39.081 > 22.000 \therefore \text{장주}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.500$: 부재단면의 최소회전반경

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 9.305 m)

㉞ 모멘트 확대계수 산정

$$\delta_s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$$

$$= 1 / (1 - 0.019)$$

$$= 1.019$$

㉞ 확대 모멘트 산정

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s \times M_{1s}$$

$$= 0.000 + 1.019 \times 3029.676$$

$$= 3088.355 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s \times M_{2s}$$

$$= 0.000 + 1.019 \times 9519.918$$

$$= 9704.300 \text{ kN.m}$$

㉞ 철근비 검토

$$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2, A_{st} = 55246.40 \text{ mm}^2, \rho_{use} = 0.01759$$

- 1단 : H29 - 43EA ($A_s=27623.200 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H29 - 43EA ($A_s=27623.200 \text{ mm}^2$), $d_2 = 129.000 \text{ mm}$

$$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0176) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore O.K$$

$$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y) \} = 545070.236 \text{ mm}^2$$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉞ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1131.158 \text{ mm}, a_b = k_1 \times c_b = 961.484 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1493840.504 = 34283.640 \text{ kN}, \sum C_{si} = 8372.531 \text{ kN}, \sum T_{si} = 6417.951 \text{ kN}$$

$$P_b = 34283.640 + 8372.531 - 6417.951 = 36238.219 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times -480.742 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 25330.744 \text{ kN.m}$$

$$e_b < e \rightarrow \text{인장 파괴} \quad (e_b = M_b/P_b = 699.006 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 1179.682 \text{ mm})$$

㉞ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 859.634 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 730.689 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1038794.828 = 23840.341 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 6909.166 \text{ kN}, \sum T_{si} = 9860.928 \text{ kN}$$

$$P_n = 23840.341 + 6909.166 - 9860.928 = 20888.580 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 938.613 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 24641.865 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (=1179.681)| = 0.0007 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㉞ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\} = 74344.165 \text{ kN} \geq P_n = 20888.580 \text{ kN}$$

$$\phi P_n = 1.00 \times 20888.580 = 20888.580 \text{ kN} \geq P_u = 8226.200 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\phi M_n = \phi P_n \times 1.180 = 24641.880 \text{ kN.m} \geq M_u = 9704.300 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$$

④ 편심최대 : (부재 9, UEB14)

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1885.263	7771.000	9757.778	1255.666

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

$$Q = \sum P_u \cdot \Delta / (V_u \cdot L_c)$$

$$= 7771.000 \times 0.01100 / (1029.600 \times 8.441)$$

$$= 0.010$$

여기서, $\sum P_u$: 총전체의 수직하중

Δ : 총상단의 상대변위

V_u : 총전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 8.441 m)

㉣ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, $k = 2.100$

$$\text{세장비 } \lambda = k \times L_u / r \leq 22$$

$$= 2.100 \times 9.305 / 0.500$$

$$= 39.081 > 22.000 \therefore \text{장주}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.500$: 부재단면의 최소회전반경

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 9.305 m)

㉤ 모멘트 확대계수 산정

$$\delta_s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$$

$$= 1 / (1 - 0.010)$$

$$= 1.010$$

㉥ 확대 모멘트 산정

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s \times M_{1s}$$

$$= 0.000 + 1.010 \times 2906.600$$

$$= 2935.960 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s \times M_{2s}$$

$$= 0.000 + 1.010 \times 9660.200$$

$$= 9757.778 \text{ kN.m}$$

㉦ 철근비 검토

$$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2, A_{st} = 55246.40 \text{ mm}^2, \rho_{use} = 0.01759$$

- 1단 : H29 - 43EA ($A_s=27623.200 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H29 - 43EA ($A_s=27623.200 \text{ mm}^2$), $d_2 = 129.000 \text{ mm}$

$$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0176) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore O.K$$

$$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y) \} = 514908.561 \text{ mm}^2$$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉧ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1131.158 \text{ mm}, a_b = k_1 \times c_b = 961.484 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1493840.504 = 34283.640 \text{ kN}, \sum C_{si} = 8372.531 \text{ kN}, \sum T_{si} = 6417.951 \text{ kN}$$

$$P_b = 34283.640 + 8372.531 - 6417.951 = 36238.219 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times -480.742 + \sum(C_{si} \cdot d_i) + \sum(T_{si} \cdot d_i) = 25330.744 \text{ kN.m}$$

$$e_b < e \rightarrow \text{인장 파괴} \quad (e_b = M_b/P_b = 699.006 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 1255.666 \text{ mm})$$

㉞ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 831.856 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 707.077 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 993476.015 = 22800.275 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 6740.461 \text{ kN}, \sum T_{si} = 10167.453 \text{ kN}$$

$$P_n = 22800.275 + 6740.461 - 10167.453 = 19373.283 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 940.133 + \sum(C_{si} \cdot d_i) + \sum(T_{si} \cdot d_i) = 24326.504 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (=1255.673)| = 0.0072 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㉞ 강도감소계수(Φ) 산정

$$d_t = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm}$$

$$c = 831.856 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 707.077 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 831.86) / 831.86 = 0.00385$$

→ 계수축력이 $0.10 \cdot f_{ck} \cdot A_g$ 보다 작으므로 ϵ_t 는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 f_y 가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.00500$ 이므로 변화구간단면이며, $\Phi = 0.80$ 를 적용한다.

$$\Phi = 0.700 + (0.0040 - 0.0020) \times (0.850 - 0.700) / (0.00500 - 0.00200) = 0.800$$

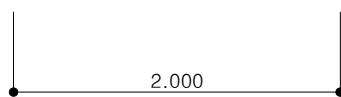
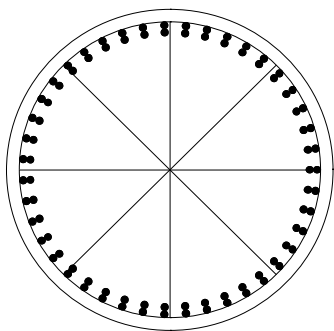
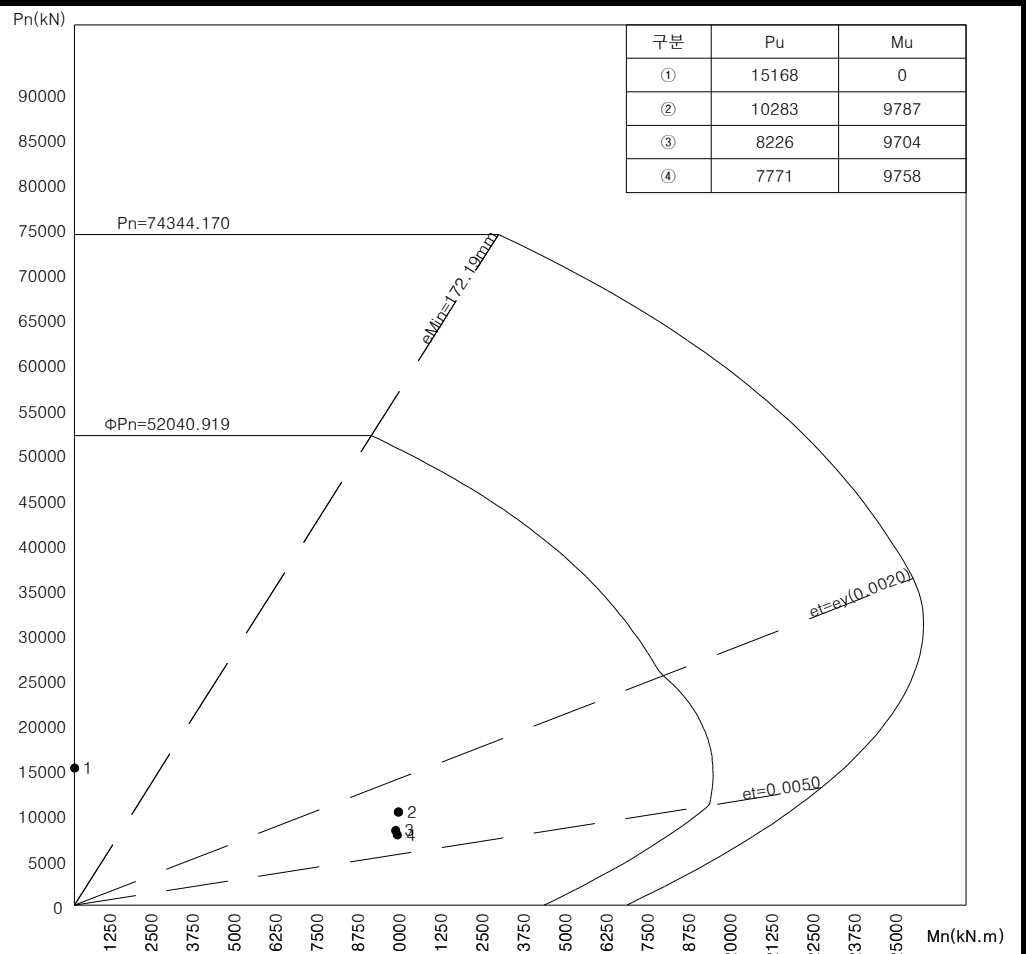
㉞ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\} = 74344.165 \text{ kN} \geq P_n = 19373.283 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 0.80 \times 19373.283 = 15498.626 \text{ kN} \geq P_u = 7771.000 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 1.256 = 19461.092 \text{ kN.m} \geq M_u = 9757.778 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$$

4) PM 상관도



단면제원

$R = 1000.000$ mm
 $D = 1885.263$ mm
 $A_g = 3141592.654$ mm²
 $A_{eff} = 1570796.327$ mm²

사용 철근

$A_{st} = 55246.400$ mm²
 $P_{use} = 0.01759$
 1단 : H29-43Ea
 2단 : H29-43Ea

9.3 합성부재력 검토

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pu(kN)	Mx(kN.m)	My(kN.m)	M2(kN.m)	비 고
UL01	-15168.400	0.000	1273.865	1273.865	축력최대
UL14	-10282.700	9787.437	12814.008	16124.290	모멘트최대
UL22	-8226.200	4416.540	11012.514	11865.130	탄성설계
UL22	-8226.200	1472.177	4846.813	5065.462	소성설계
UE14	-7771.000	9757.778	12199.695	15621.997	편심최대
UL07	-12127.500	271.300	15075.622	15078.063	모멘트최대
UE26	-7359.700	508.012	11678.905	11689.948	편심최대

註) Pu : 축력, Mx : 교축방향 모멘트, My : 교축직각방향 모멘트

Mx, My는 확대 모멘트 값을 사용한다, $M2 = \sqrt{(Mx^2 + My^2)}$

※ 지진시의 조합은 교축직각방향의 부재력을 사용한다.

조합시 교축방향은 내진해석에서 얻은 4301.710 kN.m를 사용하며,

교축직각방향 기둥검토시의 모멘트 확대계수를 적용한다.

$Mx = 4301.710 \times 1.027 = 4416.540$ kN.m, 2) 교축직각방향 참조

- 지진시 모멘트(=4301.710) : [5. 하중계산] - 지진에의한 하중 참조

2) 기둥검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.005	0.018	0.060	0.K	52040.916	15168.400	1273.865	3.431	0.K
모멘트최대	0.005	0.018	0.060	0.K	12266.664	10282.700	16124.290	1.193	0.K
탄성설계	0.005	0.018	0.060	0.K	16345.007	8226.200	11865.130	1.987	0.K
편심최대	0.005	0.018	0.060	0.K	9214.629	7771.000	15621.997	1.186	0.K
모멘트최대	0.005	0.018	0.060	0.K	15505.969	12127.500	15078.063	1.279	0.K
편심최대	0.005	0.018	0.060	0.K	12107.463	7359.700	11689.948	1.645	0.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 9, UL001)

【 기둥 : 하부 , 1/7 】

㉔ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$, $\theta=90.000^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1885.263	15168.400	1273.865	83.981

㉕ 철근비 검토

$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2$, $A_{st} = 55246.40 \text{ mm}^2$, $P_{use} = 0.01759$

- 1단 : H29 - 43EA ($A_s=27623.200 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H29 - 43EA ($A_s=27623.200 \text{ mm}^2$), $d_2 = 129.000 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0176) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore 0.K$

$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g$, $A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y) \} = 1005062.285 \text{ mm}^2$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉖ 평형하중 산정

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1131.158 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 961.484 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1493840.504 = 34283.640 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 8372.531 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 6417.951 \text{ kN}$

$P_b = 34283.640 + 8372.531 - 6417.951 = 36238.219 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times -480.742 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 25330.744 \text{ kN.m}$

$e_b > e \rightarrow$ 압축 파괴 ($e_b = M_b/P_b = 699.006 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 83.981 \text{ mm}$)

㉗ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 2141.906 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1820.620 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 3002413.915 = 68905.399 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 14186.927 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 0.000 \text{ kN}$

$P_n = 68905.399 + 14186.927 - 0.000 = 83092.326 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 951.799 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 6978.817 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 83.989)| = 0.0072 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉘ 강도감소계수(Φ) 산정

$d_t = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm}$

$c = 2141.906 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1820.620 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 2141.91) / 2141.91 = -0.00034$

$\epsilon_t \leq \epsilon_y$ 이므로 압축지배단면이며, $\Phi = 0.70$ 를 적용한다.

㉙ 축방향력 및 휨에대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\} = 74344.165 \text{ kN} < P_n = 83092.326 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.70 \times 74344.165 = 52040.916 \text{ kN} \geq P_u = 15168.400 \text{ kN} \therefore 0.K$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.084 = 4370.473 \text{ kN.m} \geq M_u = 1273.865 \text{ kN.m} \therefore 0.K$

② 모멘트최대 : (부재 9, UL014)

【 기동 : 하부 , 2/7 】

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$, $\theta=52.627^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1885.263	10282.700	16124.290	1568.099

㉡ 철근비 검토

$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2$, $A_{st} = 55246.40 \text{ mm}^2$, $P_{use} = 0.01759$

- 1단 : H29 - 43EA ($A_s=27623.200 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H29 - 43EA ($A_s=27623.200 \text{ mm}^2$), $d_2 = 129.000 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0176) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore 0.K$

$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g$, $A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \times f_{ck} + 0.01 \times f_y) \} = 681334.482 \text{ mm}^2$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉢ 평형하중 산정

$cb = 600 / (600 + f_y) \times d = 1131.158 \text{ mm}$, $ab = k_1 \times cb = 961.484 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1493840.504 = 34283.640 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 8372.531 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 6417.951 \text{ kN}$

$P_b = 34283.640 + 8372.531 - 6417.951 = 36238.219 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times -480.742 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 25330.744 \text{ kN.m}$

$eb < e \rightarrow$ 인장 파괴 ($eb = M_b/P_b = 699.006 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 1568.099 \text{ mm}$)

㉣ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 745.407 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 633.596 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 854762.305 = 19616.795 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 6216.248 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 11095.506 \text{ kN}$

$P_n = 19616.795 + 6216.248 - 11095.506 = 14737.537 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 945.111 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 23109.907 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 1568.098)| = 0.0005 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉤ 강도감소계수(Φ) 산정

$dt = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm}$

$c = 745.407 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 633.596 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (dt - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 745.41) / 745.41 = 0.00465$

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.00500$ 이므로 변화구간단면이며, $\Phi = 0.83$ 를 적용한다.

$\Phi = 0.700 + (0.0046 - 0.0020) \times (0.850 - 0.700) / (0.00500 - 0.00200) = 0.832$

㉥ 축방향력 및 휨에대한 검토

$\text{Max}P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck}(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}\} = 74344.165 \text{ kN} \geq P_n = 14737.537 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.83 \times 14737.537 = 12266.664 \text{ kN} \geq P_u = 10282.700 \text{ kN} \therefore 0.K$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 1.568 = 19235.342 \text{ kN.m} \geq M_u = 16124.290 \text{ kN.m} \therefore 0.K$

③ 탄성설계 : (부재 9, UL022)

【 기둥 : 하부 , 3/7 】

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=1.00$, $\theta=68.147^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1885.263	8226.200	11865.130	1442.359

㉡ 철근비 검토

$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2$, $A_{st} = 55246.40 \text{ mm}^2$, $P_{use} = 0.01759$

- 1단 : H29 - 43EA ($A_s=27623.200 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H29 - 43EA ($A_s=27623.200 \text{ mm}^2$), $d_2 = 129.000 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0176) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore \text{O.K}$

$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g$, $A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \times f_{ck} + 0.01 \times f_y) \} = 545070.236 \text{ mm}^2$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉢ 평형하중 산정

$cb = 600 / (600 + f_y) \times d = 1131.158 \text{ mm}$, $ab = k_1 \times cb = 961.484 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1493840.504 = 34283.640 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 8372.531 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 6417.951 \text{ kN}$

$P_b = 34283.640 + 8372.531 - 6417.951 = 36238.219 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times -480.742 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 25330.744 \text{ kN.m}$

$eb < e \rightarrow$ 인장 파괴 ($eb = M_b/P_b = 699.006 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 1442.359 \text{ mm}$)

㉣ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 775.275 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 658.984 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 902255.802 = 20706.771 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 6416.151 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 10777.915 \text{ kN}$

$P_n = 20706.771 + 6416.151 - 10777.915 = 16345.007 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 943.350 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 23575.225 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (=1442.350)| = 0.0083 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉤ 축방향력 및 휨에대한 검토

$\text{Max}P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 74344.165 \text{ kN} \geq P_n = 16345.007 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 1.00 \times 16345.007 = 16345.007 \text{ kN} \geq P_u = 8226.200 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 1.442 = 23575.360 \text{ kN.m} \geq M_u = 11865.130 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

④ 편심최대 : (부재 9, UE014)

【 기동 : 하부 , 5/7 】

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$, $\theta=51.346^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1885.263	7771.000	15621.997	2010.294

㉡ 철근비 검토

$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2$, $A_{st} = 55246.40 \text{ mm}^2$, $P_{use} = 0.01759$

- 1단 : H29 - 43EA ($A_s=27623.200 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H29 - 43EA ($A_s=27623.200 \text{ mm}^2$), $d_2 = 129.000 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0176) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore \text{O.K}$

$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g$, $A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \times f_{ck} + 0.01 \times f_y) \} = 514908.561 \text{ mm}^2$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉢ 평형하중 산정

$cb = 600 / (600 + f_y) \times d = 1131.158 \text{ mm}$, $ab = k_1 \times cb = 961.484 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1493840.504 = 34283.640 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 8372.531 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 6417.951 \text{ kN}$

$P_b = 34283.640 + 8372.531 - 6417.951 = 36238.219 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times -480.742 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 25330.744 \text{ kN.m}$

$eb < e \rightarrow$ 인장 파괴 ($eb = M_b/P_b = 699.006 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 2010.294 \text{ mm}$)

㉣ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 671.308 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 570.611 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 739217.225 = 16965.035 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 5770.882 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 11895.178 \text{ kN}$

$P_n = 16965.035 + 5770.882 - 11895.178 = 10840.740 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 949.655 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 21793.015 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 2010.289)| = 0.0058 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉤ 강도감소계수(Φ) 산정

$dt = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm}$

$c = 671.308 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 570.611 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (dt - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 671.31) / 671.31 = 0.00549$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

㉥ 축방향력 및 휨에대한 검토

$\text{Max}P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 74344.165 \text{ kN} \geq P_n = 10840.740 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.85 \times 10840.740 = 9214.629 \text{ kN} \geq P_u = 7771.000 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 2.010 = 18524.116 \text{ kN.m} \geq M_u = 15621.997 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

⑤ 모멘트최대 : (부재 9, UL007)

【 기동 : 하부 , 6/7 】

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$, $\theta=88.969^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1885.263	12127.500	15078.063	1243.295

㉡ 철근비 검토

$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2$, $A_{st} = 55246.40 \text{ mm}^2$, $P_{use} = 0.01759$

- 1단 : H29 - 43EA ($A_s=27623.200 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H29 - 43EA ($A_s=27623.200 \text{ mm}^2$), $d_2 = 129.000 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0176) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore 0.K$

$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g$, $A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \times f_{ck} + 0.01 \times f_y) \} = 803571.429 \text{ mm}^2$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉢ 평형하중 산정

$cb = 600 / (600 + f_y) \times d = 1131.158 \text{ mm}$, $ab = k_1 \times cb = 961.484 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1493840.504 = 34283.640 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 8372.531 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 6417.951 \text{ kN}$

$P_b = 34283.640 + 8372.531 - 6417.951 = 36238.219 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times -480.742 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 25330.744 \text{ kN.m}$

$eb < e \rightarrow$ 인장 파괴 ($eb = M_b/P_b = 699.006 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 1243.295 \text{ mm}$)

㉣ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 836.108 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 710.692 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1000391.768 = 22958.991 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 6767.012 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 10119.666 \text{ kN}$

$P_n = 22958.991 + 6767.012 - 10119.666 = 19606.337 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 939.898 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 24376.522 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 1243.298)| = 0.0028 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉤ 강도감소계수(Φ) 산정

$dt = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm}$

$c = 836.108 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 710.692 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (dt - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 836.11) / 836.11 = 0.00382$

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.00500$ 이므로 변화구간단면이며, $\Phi = 0.79$ 를 적용한다.

$\Phi = 0.700 + (0.0038 - 0.0020) \times (0.850 - 0.700) / (0.00500 - 0.00200) = 0.791$

㉥ 축방향력 및 휨에대한 검토

$\text{Max}P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 74344.165 \text{ kN} \geq P_n = 19606.337 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.79 \times 19606.337 = 15505.969 \text{ kN} \geq P_u = 12127.500 \text{ kN} \therefore 0.K$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 1.243 = 19278.498 \text{ kN.m} \geq M_u = 15078.063 \text{ kN.m} \therefore 0.K$

⑥ 편심최대 : (부재 9, UE026)

【 기동 : 하부 , 7/7 】

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$, $\theta=87.509^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1885.263	7359.700	11689.948	1588.373

㉡ 철근비 검토

$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2$, $A_{st} = 55246.40 \text{ mm}^2$, $P_{use} = 0.01759$

- 1단 : H29 - 43EA ($A_s=27623.200 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H29 - 43EA ($A_s=27623.200 \text{ mm}^2$), $d_2 = 129.000 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0176) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore \text{O.K}$

$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g$, $A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \times f_{ck} + 0.01 \times f_y) \} = 487655.712 \text{ mm}^2$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉢ 평형하중 산정

$cb = 600 / (600 + f_y) \times d = 1131.158 \text{ mm}$, $ab = k_1 \times cb = 961.484 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1493840.504 = 34283.640 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 8372.531 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 6417.951 \text{ kN}$

$P_b = 34283.640 + 8372.531 - 6417.951 = 36238.219 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times -480.742 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 25330.744 \text{ kN.m}$

$eb < e \rightarrow$ 인장 파괴 ($eb = M_b/P_b = 699.006 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 1588.373 \text{ mm}$)

㉣ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 740.741 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 629.630 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 847388.278 = 19447.561 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 6200.285 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 11143.543 \text{ kN}$

$P_n = 19447.561 + 6200.285 - 11143.543 = 14504.303 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 945.390 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 23038.320 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 1588.378)| = 0.0054 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉤ 강도감소계수(Φ) 산정

$dt = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm}$

$c = 740.741 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 629.630 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (dt - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 740.74) / 740.74 = 0.00469$

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.00500$ 이므로 변화구간단면이며, $\Phi = 0.83$ 를 적용한다.

$\Phi = 0.700 + (0.0047 - 0.0020) \times (0.850 - 0.700) / (0.00500 - 0.00200) = 0.835$

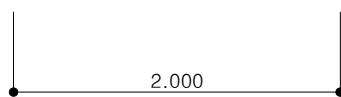
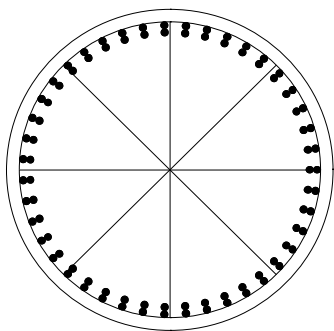
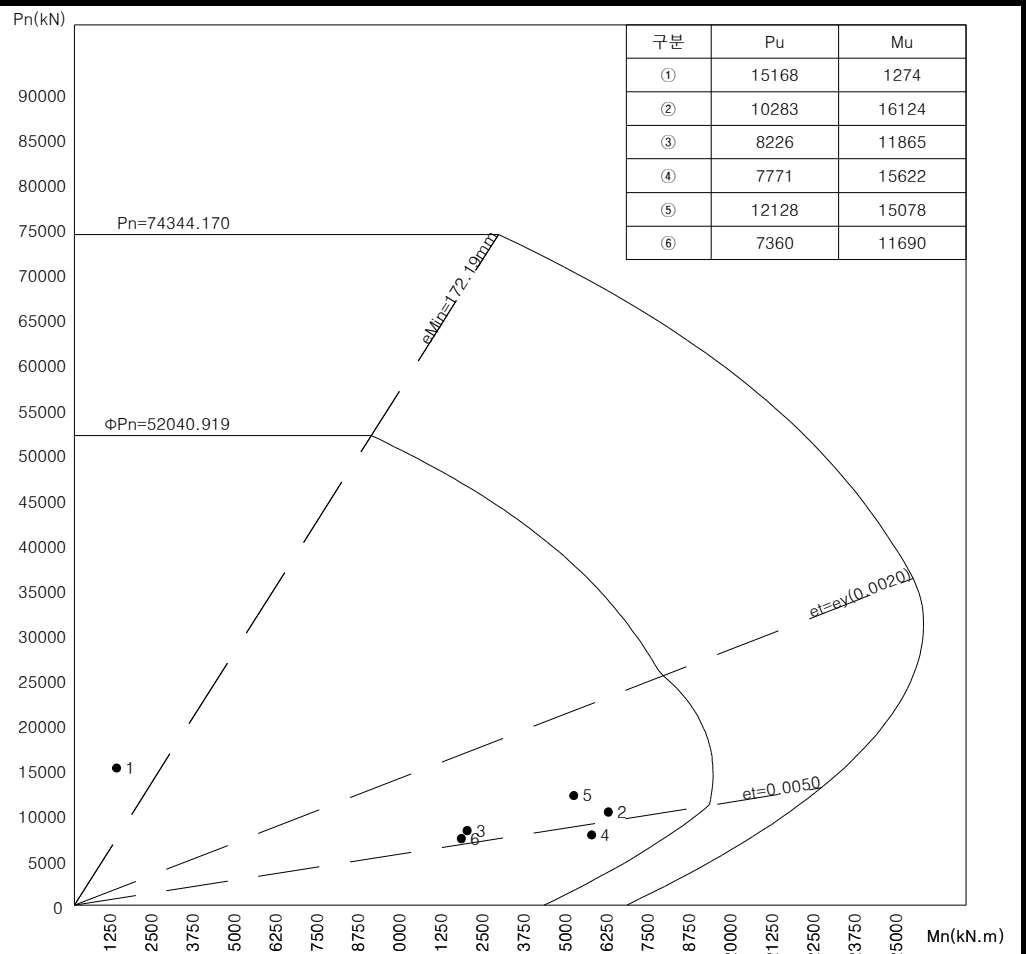
㉥ 축방향력 및 휨에대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 74344.165 \text{ kN} \geq P_n = 14504.303 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.83 \times 14504.303 = 12107.463 \text{ kN} \geq P_u = 7359.700 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 1.588 = 19231.167 \text{ kN.m} \geq M_u = 11689.948 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

4) PM 상관도



■ 단면제원

$R = 1000.000 \text{ mm}$
 $D = 1885.263 \text{ mm}$
 $A_g = 3141592.654 \text{ mm}^2$
 $A_{eff} = 1570796.327 \text{ mm}^2$

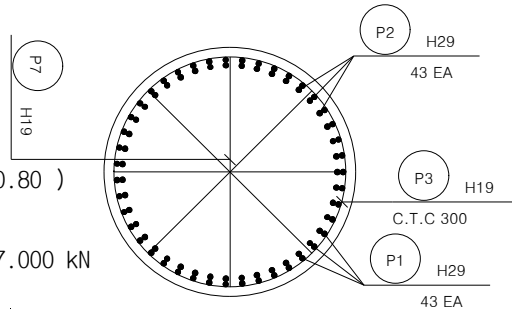
■ 사용 철근

$A_{st} = 55246.400 \text{ mm}^2$
 $P_{use} = 0.01759$
 1단 : H29-43Ea
 2단 : H29-43Ea

9.4 상시 전단설계

(1) 기둥에 발생하는 최대전단력 : ULB14, 『기둥부재력 집계』 참조

교축방향 $V = 1029.600 \text{ kN}$
 교축직각방향 $V = 0.000 \text{ kN}$
 합성전단력 $V = 1029.600 \text{ kN}$
 축방향력 $P = 10282.700 \text{ kN}$



(2) 공칭전단력 $V_n = V_c + V_s$ ($\Phi = 0.80$)

$$V_n = V_{\max} / \Phi = 1029.600 / 0.80 = 1287.000 \text{ kN}$$

(3) 압축부재에 의한 콘크리트 전단 V_c 및 필요철근 전단 V_s

① 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 d

$$h = 2000.000 \text{ mm} \quad d' = 114.737 \text{ mm}$$

$$Z_s = \sum (\text{인장철근들의 면적} \times \text{거리}) / \sum (\text{면적})$$

$$= 559.687 \text{ mm}$$

$$d = h/2 + Z_s$$

$$= 2000.000/2 + 559.687$$

$$= 1559.687 \text{ mm}$$

② 압축부재의 콘크리트 전단력 V_c

$$V_c = 1/6 \times (1 + N_u / 14A_g) \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 1/6 \times \{ 1 + 10282.700 \times 1000 / (14 \times 3141592.654) \} \times \sqrt{27.0}$$

$$\times 2000.000 \times 1559.687$$

$$= 3333.035 \text{ kN}$$

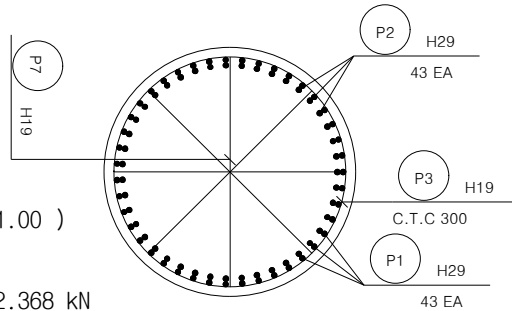
③ 필요철근 전단력 V_s

$$V_c/2 = 1666.518 \text{ kN} \geq V_n \leq V_c = 3333.035 \quad \therefore \text{전단 철근 필요 없음}$$

9.5 지진시 전단설계

(1) 기둥에 발생하는 최대전단력 : ULB22, 『기둥부재력 집계』 참조

교축방향 $V = 1184.758 \text{ kN}$
 교축직각방향 $V = 540.843 \text{ kN}$
 합성전단력 $V = 1302.368 \text{ kN}$
 축방향력 $P = 8226.200 \text{ kN}$



(2) 공칭전단력 $V_n = V_c + V_s$ ($\Phi = 1.00$)

$$V_n = V_{\max} / \Phi = 1302.368 / 1.00 = 1302.368 \text{ kN}$$

(3) 압축부재에 의한 콘크리트 전단 V_c 및 필요철근 전단 V_s

① 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 d

$$h = 2000.000 \text{ mm} \quad d' = 114.737 \text{ mm}$$

$$Z_s = \sum (\text{인장철근들의 면적} \times \text{거리}) / \sum (\text{면적})$$

$$= 559.687 \text{ mm}$$

$$d = h/2 + Z_s$$

$$= 2000.000/2 + 559.687$$

$$= 1559.687 \text{ mm}$$

② 압축부재의 콘크리트 전단력 V_c

$$V_c = 1/6 \times \{ 10 \times P_u / (f_{ck} \times A_g) \} \times (1 + P_u / 14A_g) \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 1/6 \times \{ 10 + 8226.200 \times 1000 / (27.0 \times 3141592.654) \}$$

$$\times \{ 1 + 8226.200 / (14 \times 3141592.654) \} \times \sqrt{27.0} \times 2000.000 \times 1559.687$$

$$= 3109.904 \text{ kN}$$

③ 필요철근 전단력 V_s

$$V_c/2 = 1554.952 \text{ kN} > V_n = 1302.368 \text{ kN} \quad \therefore \text{전단철근 불필요}$$

9.6 기둥의 횡방향 철근 간격 검토

① 단부구역과 소성힌지구역의 심부구속 철근의 설치 [도로교설계기준 6.8.3.2]

캔틸레버로 거동하는 기둥의 하단과 골조로 거동하는 기둥의 하단과 상단을 단부구역으로 한다.
단부구역의 길이는 기둥의 최대 단면치수, 기둥 순높이의 1/6,
450mm 중 가장 큰 값 이상이어야 한다.

- 기둥의 최대단면치수 $D = 2000.0 \text{ mm}$
- 기둥 순높이의 $1/6 = 6566.0 / 6 = 1094.3 \text{ mm}$
- $\therefore 2000.0 \text{ mm} = 2.000 \text{ m}$

② 단부구역 및 소성힌지구역의 횡방향철근의 간격 [도로교설계기준 6.8.3.3]

횡방향철근의 간격은 부재최소단면치수의 1/4, 축방향 철근지름의 6배 이하이어야 한다.

- 기둥의 최소단면치수 $D / 4 = 2000.0 / 4 = 500.0 \text{ mm}$
- 축방향 철근지름 $6 \times d = 6 \times 29.0 = 174.0 \text{ mm}$
- $\therefore 174.0 \text{ mm} = 0.174 \text{ m}$

③ 심부구속 및 단부구역의 횡방향 철근의 설치 [도로교설계기준 6.8.3.3]

심부구속 및 단부구역의 횡방향 철근은 인접부재와의 연결면으로부터 기둥 치수의
0.5배까지 연장해서 설치해야 하나 그 길이가 380 mm 작아서는 안된다.

- 기둥 치수의 0.5배 이상 연장 : $0.5 \times D = 1000.0 \text{ mm}$
- $\therefore 1000.0 \text{ mm} = 1.000 \text{ m}$

④ 단부구역 이외의 위치에서 겹침이음 적용시 횡방향 철근의 간격 [도로교설계기준 6.8.3.3]

- 기둥의 최소단면치수 $D / 4 = 2000.0 / 4 = 500.0 \text{ mm}$
- 100.0 mm
- $\therefore 500.0 \text{ mm} = 0.500 \text{ m}$

10. 기 초 설 계

10.1 교축직각방향

1) 기초 안정검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vx(kN)	My(kN)	$\Sigma V(kN)$	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
SV005	10307.300	584.100	7188.000	13494.800	57352.900	8356.200	축력최대
SV007	9328.800	584.100	11179.100	12516.300	53194.275	12347.300	모멘트최대
SV015	8226.200	721.700	10025.700	11413.700	48508.225	11469.100	편심최대
SV022	8226.200	1030.793	10726.189	11413.700	48508.225	12787.775	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

$$\Sigma V = P + W, \quad W = 7.500 \times 8.500 \times 2.000 \times 25.000 = 3187.500 \text{ kN}$$

$$Mr = \Sigma V \times B/2, \quad B = 8.500 \text{ m}$$

$$My = M + P \times e, \quad e = 0.000 \text{ m}$$

$$Mo = |My + Vx \times h|, \quad h = 2.000 \text{ mm}$$

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 전도에 대한 안정

- 직접기초에 작용하는 하중의 합력이 작용하는 위치는 평상시에는 바닥판 중심으로부터 바닥판 폭의 1/6이내, 지진시와 폭풍시에는 바닥판 폭의 1/3이내에 있어야 한다.

[도로교설계기준 5.6.2]

- 평상시 전도에 대한 저항모멘트는 전도모멘트의 2.0배 이상이어야 한다.
- 지진시 전도에 대한 저항모멘트는 전도모멘트의 1.5배 이상이어야 한다.

구 분	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	V(kN)	S.F	e(m)	허용폭(m)	비고
SV005	57352.900	8356.200	13494.800	6.864	0.619	1.417	0.K
SV007	53194.275	12347.300	12516.300	4.308	0.986	1.417	0.K
SV015	48508.225	11469.100	11413.700	4.229	1.005	1.417	0.K
SV022	48508.225	12787.775	11413.700	3.793	1.120	2.833	0.K

註) B : 기초의 폭원 (8.500m), $M = Mr - Mo$, $e = B/2 - M/V$

$$S.F = Mr/Mo \geq 2.00 \text{ (평상시)}, \geq 1.50 \text{ (지진시)}, \geq 1.50 \text{ (폭풍시)}$$

③ 활동에 대한 안정

직접기초 바닥면에서의 전단지반반력은 바닥면 아래 기초지반의 허용전단저항력 이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]

$$H_u = C_b A + V \tan \phi_b$$

Hu : 기초저면과 지반과의 사이에 작용하는 전단 저항력(kN)

Cb : 기초저면과 지반과의 부착력(kN/m²)

Φb : 기초저면과 지반과의 마찰각(degree)

A' : 기초저면의 유효재하면적(m²)

V : 기초저면에 작용하는 연직하중(kN), 다만 부력을 뺀 값으로 한다.

구 분	V(kN)	Hu(kN)	H(kN)	S.F	허용안전율	비고
SV005	13494.800	6678.320	584.100	11.434	1.500	0.K
SV007	12516.300	6194.079	584.100	10.604	1.500	0.K
SV015	11413.700	5648.423	721.700	7.827	1.500	0.K
SV022	11413.700	5648.423	1030.793	5.480	1.200	0.K

註) Φb = [15 + √15N] × 2/3 = 26.330, N = 40 [도로설계편람 509-22]

tanΦb = tan(26.330) = 0.495, Cb = 0

S.F = Hu/H ≥ 1.50 (평상시), ≥ 1.20 (지진시), ≥ 1.20 (폭풍시)

④ 지지력에 대한 안정

직접기초 바닥면에서의 연직지반반력은 기초 바닥아래 지지지반의 허용연직지지력이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	Qa(kN)	비고
SV005	13494.800	48996.700	0.619	304.209	119.158	765.000	0.K
SV007	12516.300	40846.975	0.986	333.052	59.617	765.000	0.K
SV015	11413.700	37039.125	1.005	306.032	52.045	765.000	0.K
SV022	11413.700	35720.450	1.120	320.633	37.444	1147.500	0.K

註) B : 기초의 폭원 (8.500m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{\max} = \frac{V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right), Q_{\min} = \frac{V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right)$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 큰 경우SV005, SV007, SV015, SV022

※ 허용지지력은 『별첨자료』에서 계산된 값과 기초의 최대허용지지력중 작은 값을 사용한다.

- 지반의 허용연직지지력 산정은 『별첨자료』를 참조.

■ 확대기초 두께에 대한 강체 검토 : [도로교 설계기준 5.4.5.2]

- 확대기초는 부재로서 필요한 두께를 확보함과 동시에 강체로서 취급되는 두께를 가져야함을 원칙으로 한다.
- 확대기초에 대한 강체로서의 취급여부는 지반반력 및 말뚝반력에 미치는 확대기초의 강성의 영향을 고려하여 판정하는 것으로서, 일반적으로 다음의 식을 만족할 때 강체로 취급할 수 있다.

$$\beta \lambda \leq 1.0$$

여기서

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{3 \cdot k}{E \cdot h^3}} (m^{-1})$$

k : kv - 직접기초인 경우, kp - 말뚝기초인 경우

kv : 연직방향 지반반력계수 (kN/m³)

$$= 3333.333 \times (\sqrt{(7.500 \times 8.500) / 0.3})^{\frac{3}{4}} = 284.482 \text{ kN/m}^3$$

$$k_v = k_{vo} \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{\frac{3}{4}}$$

$$K_{vo} = 1/0.3 \times \alpha \times E_o = 1/0.3 \times 1.000 \times 1000.000 = 3333.33 \text{ kN/m}^3$$

L : 확대기초의 길이 (= 8.500 m)

B : 확대기초의 폭 (= 7.500 m)

E : 확대기초의 탄성계수 (= 27804000.000 kN/m²)

h : 확대기초의 평균두께 (= 2.000 m)

λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

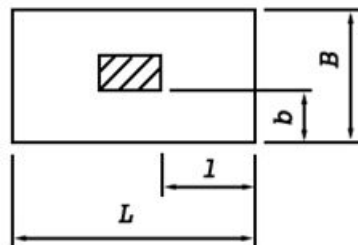
$$\beta = \sqrt[4]{\{(3 \times 284.482) / (27804000.000 \times 2.000^3)\}} = 0.044 (m^{-1})$$

* 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우

$$\lambda = \max(l, b) = \max(2.750, 3.250) = 3.250$$

$$\text{다만, } l \geq L/20 \text{이면 } l = L/2 = 4.250$$

$$b \geq B/20 \text{이면 } b = B/2 = 4.250$$



$$\beta \lambda = 0.044 \times 3.250 = 0.144 \leq 1.0, \therefore O.K$$

2) 기초 단면검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vx(kN)	My(kN)	ΣV(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
UL001	15168.400	202.500	1262.400	19312.150	82076.637	1667.400	축력최대
UL007	12127.500	759.300	14532.900	16271.250	69152.812	16051.500	모멘트최대
UE026	7359.700	866.000	11515.400	10228.450	43470.912	13247.400	편심최대
UL022	8226.200	1030.793	10726.189	11413.700	48508.225	12787.775	지진시
SV005	10307.300	584.100	7188.000	13494.800	57352.900	8356.200	축력최대
SV007	9328.800	584.100	11179.100	12516.300	53194.275	12347.300	모멘트최대
SV015	8226.200	721.700	10025.700	11413.700	48508.225	11469.100	편심최대
SV022	8226.200	1030.793	10726.189	11413.700	48508.225	12787.775	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

$$\Sigma V = P + W, \quad W = 7.500 \times 8.500 \times 2.000 \times 25.000 \times \text{하중계수}$$

$$M_r = \Sigma V \times B/2, \quad B = 8.500 \text{ m}$$

$$M_y = M + P \times e, \quad e = 0.000 \text{ m}$$

$$M_o = |M_y + V_x \times h|, \quad h = 2.000 \text{ mm}$$

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 지반지지력 산정

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	X(m)
UL001	19312.150	80409.237	0.086	2410.487	2133.548	8.500
UL007	16271.250	53101.312	0.986	3247.261	581.268	8.500
UE026	10228.450	30223.512	1.295	2303.477	103.217	8.500
UL022	11413.700	35720.450	1.120	2404.749	280.828	8.500
SV005	13494.800	48996.700	0.619	2281.564	893.683	8.500
SV007	12516.300	40846.975	0.986	2497.887	447.125	8.500
SV015	11413.700	37039.125	1.005	2295.239	390.337	8.500
SV022	11413.700	35720.450	1.120	2404.749	280.828	8.500

註) B : 기초의 폭원 (8.500m), $M = M_r - M_o$, $e = B/2 - M/V$

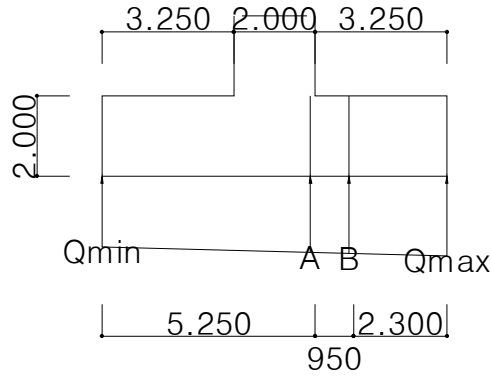
- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{\max} = \frac{V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right), \quad Q_{\min} = \frac{V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right)$$

: 저면반력의 작용폭($x = 3*[B/2-e]$)이 B보다 큰 경우

=>SV005, SV007, SV015, SV022, UL001, UL007, UE026, UL022

③ 기초의 단면력 계산



㉠ 기초자중에 의한 단면력

$$V_b = 2.300 \times 2.000 \times 7.500 \times 25.000 = 862.500 \text{ kN}$$

$$M_a = 3.364 \times 2.000 \times 7.500 \times 25.000 \times 3.364/2 = 2121.843 \text{ kN.m}$$

㉡ 지반반력에 의한 단면력

$$M_a = Q_a \times 3.364^2 / 2 + (Q_{\max} - Q_a) / 2 \times 3.364^2 \times 2/3$$

㉢ 사용하중 단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에 의한 단면력		사용하중 단면력	
	Qmax(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
SV005	2281.564	1732.290	1906.020	4815.721	11873.678	3953.221	9751.835
SV007	2497.887	1686.268	1942.975	5106.991	12602.884	4244.491	10481.041
SV015	2295.239	1541.346	1779.795	4686.290	11565.129	3823.790	9443.286
SV022	2404.749	1564.176	1830.041	4870.008	12021.275	4007.508	9899.432

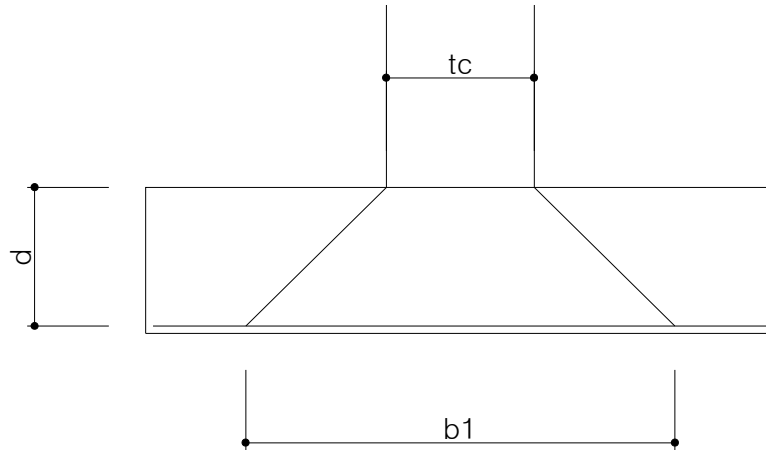
※ 사용하중단면력 = 지반반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력

㉣ 계수하중 단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에 의한 단면력		계수단면력	
	Qmax(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
UL001	2410.487	2300.884	2335.551	5457.943	13432.413	4336.693	10674.017
UL007	3247.261	2192.155	2525.875	6639.107	16383.792	5517.857	13625.396
UE026	2303.477	1432.692	1708.113	4613.328	11391.272	3837.078	9481.613
UL022	2404.749	1564.176	1830.041	4870.008	12021.275	4007.508	9899.432

※ 계수단면력 = 지반반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력 x 사하중계수

④ 2방향 직사각형 확대기초의 휨철근배치 : [도로교 설계기준] 5.4.5.5



$$b = tc + 2 \cdot d \leq B$$

b : 유효폭
 B : 확대기초 전폭
 tc : 교각구체폭
 d : 확대기초 유효높이

㉠ 긴 변 방향의 휨철근은 전폭에 걸쳐 등간격으로 배치하여야 한다.

㉡ 짧은 변 방향의 휨철근은 아래식으로 결정되는 철근량을 확대기초의 짧은 변의 폭만큼의 중심구간 폭에 걸쳐 균등하게 배치하여야 하며, 중심구간폭은 중심선은 기둥 또는 교각의 중심선으로 한다.

나머지 철근량은 기초 중심구간 폭의 외측부분에 균등하게 배치하여야 한다.

$$A_{s,m} = \frac{2}{1 + \beta} A_{s,s}$$

$A_{s,s}$: 기초 짧은 변 방향에 대하여 필요한 총 철근량 (= 14737.295 mm² , 기초단면 검토 참조)

β : 확대기초의 짧은 변에 대한 긴 변의 비 (= 8.500/7.500 = 1.133)

$$A_{s,m} = 2 / (1 + 1.133) \times 14737.295 = 13816.214 \text{ mm}^2$$

→ 유효폭내에 배치된 철근량은 18225.579 mm² 이므로 위 조건에 만족한다.

: 사용철근 = D22 - 69EA ∴ O.K

1) 단면 검토 : 교각-지점부

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.80$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
7500.00	2000.00	1900.00	100.00	13625.40	5517.86

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 29895.300 \times 400.00 = 11958120.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 7500.000 = 172125.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 69.473 \text{ mm, } c = 69.473 / \beta_1 = 69.473 / 0.85 = 81.733 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 81.733) / 81.733 = 0.06674$$

$$\epsilon_t \geq 0.00500 \text{ 이므로 인장지배단면이며, } \phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.}$$

* 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 21371.259 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 29895.3 mm^2 (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.399]

1단 : H25 - 59.0 EA (= 29895.3 mm^2)

* 철근비 검토

$$A_{s,temp} = 0.0015 \times 7500.0 \times 1200.0 = 13500.000 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,req} = 21371.259 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{min} = \text{Max}(21371.259, 13500.000) / b d = 0.00150$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00210$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 69.473 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 29895.300 \times 400 \times (1900.00 - a/2) = 18959.286 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 13625.396 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 1.391]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 1900.00 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck} \times b \times d}$$

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27 \times 7500.00 \times 1900.00} = 9872.690 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 5517.857 \text{ kN}) , \text{ 전단보강 불필요.}$$

- 수평철근 검토

* 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

단, 단위M당 1800 mm² 이하

사용철근량 : H22 - 69.0 EA

$$H22 - 35.0 EA = 40258.400 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 0.0015 \times 2000.0 \times 8500.0 = 25500.0 \text{ mm}^2 < 40258.4 \text{ mm}^2$$

$$(40258.400 / 8.500) = 4736.282 \text{ mm}^2 > (1800 \text{ mm}^2)$$

필요철근량이 1800mm²보다 클경우 수축, 온도 철근 단면적을 단위 m당

1800mm²보다 크게 취할 필요가 없다.

∴ O.K

* 노출면 300mm² 이상 『도로교설계기준 4.3.9, 철도설계기준 P.254』

$$\text{사용철근량} : H22 - 69.0 EA = 13548.500 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 300.000 \times 8.500 = 2550.000 \text{ mm}^2 < 13548.500 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

- 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi / 3)] = 10481.041 \times 1000000 / [29895.300 \times (1900.000 - 298.911/3)]$$

$$= 194.734 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]}$$

$$= -7 \times 29895.300 / 7500.0 + 7 \times 29895.300 / 7500.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 7500.0 \times 1900.0 / (7 \times 29895.300))]}$$

$$= 298.911 \text{ mm}$$

사용철근량 = 29895.3 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H25 - 59.0 EA (= 29895.3 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 25/2 = 87.50 \text{ mm}$$

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 194.73) - 2.5 \times 87.50 = 185.65 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 194.73) = 323.52 \text{ mm}$$

Sa는 작은 값인 185.65 mm 를 적용

$$S = 7500.00 / 59.0 EA = 127.12 \leq S_a (= 185.65 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

10.2 교축방향

1) 기초 안정검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vy(kN)	Mx(kN)	ΣV (kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
SVB16	10307.300	798.000	7519.500	13494.800	50605.500	9115.500	축력최대
SVB14	8226.200	823.700	7728.200	11413.700	42801.375	9375.600	모멘트최대
SVB14	8226.200	823.700	7728.200	11413.700	42801.375	9375.600	편심최대
SVB22	8226.200	1184.758	9519.918	11413.700	42801.375	11889.434	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

$$\Sigma V = P + W, \quad W = 7.500 \times 8.500 \times 2.000 \times 25.000 = 3187.500 \text{ kN}$$

$$Mr = \Sigma V \times B/2, \quad B = 7.500 \text{ m}$$

$$Mx = M + P \times e, \quad e = 0.000 \text{ m}$$

$$Mo = |Mx + Vy \times h|, \quad h = 2.000 \text{ m}$$

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 전도에 대한 안정

- 직접기초에 작용하는 하중의 합력이 작용하는 위치는 평상시에는 바닥판 중심으로부터 바닥판 폭의 1/6이내, 지진시와 폭풍시에는 바닥판 폭의 1/3이내에 있어야 한다.

[도로교설계기준 5.6.2]

- 평상시 전도에 대한 저항모멘트는 전도모멘트의 2.0배 이상이어야 한다.
- 지진시 전도에 대한 저항모멘트는 전도모멘트의 1.5배 이상이어야 한다.

구 분	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	V(kN)	S.F	e(m)	허용폭(m)	비고
SVB16	50605.500	9115.500	13494.800	5.552	0.675	1.250	0.K
SVB14	42801.375	9375.600	11413.700	4.565	0.821	1.250	0.K
SVB14	42801.375	9375.600	11413.700	4.565	0.821	1.250	0.K
SVB22	42801.375	11889.434	11413.700	3.600	1.042	2.500	0.K

註) B : 기초의 폭원 (7.500m), $M = Mr - Mo$, $e = B/2 - M/V$

$$S.F = Mr/Mo \geq 2.00 \text{ (평상시)}, \geq 1.50 \text{ (지진시)}, \geq 1.50 \text{ (폭풍시)}$$

③ 활동에 대한 안정

직접기초 바닥면에서의 전단지반반력은 바닥면 아래 기초지반의 허용전단저항력 이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]

$$H_u = C_b A + V \tan \phi_b$$

Hu : 기초저면과 지반과의 사이에 작용하는 전단 저항력(kN)

Cb : 기초저면과 지반과의 부착력(kN/m²)

Φb : 기초저면과 지반과의 마찰각(degree)

A' : 기초저면의 유효재하면적(m²)

V : 기초저면에 작용하는 연직하중(kN), 다만 부력을 뺀 값으로 한다.

구 분	V(kN)	Hu(kN)	H(kN)	S.F	허용안전율	비고
SVB16	13494.800	6678.320	798.000	8.369	1.500	0.K
SVB14	11413.700	5648.423	823.700	6.857	1.500	0.K
SVB14	11413.700	5648.423	823.700	6.857	1.500	0.K
SVB22	11413.700	5648.423	1184.758	4.768	1.200	0.K

註) Φb = [15 + √15N] × 2/3 = 26.330, N = 40 [도로설계편람 509-22]

tanΦb = tan(26.330) = 0.495, Cb = 0

S.F = Hu/H ≥ 1.50 (평상시), ≥ 1.20 (지진시), ≥ 1.20 (폭풍시)

④ 지지력에 대한 안정

직접기초 바닥면에서의 연직지반반력은 기초 바닥아래 지지지반의 허용연직지지력이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	Qa(kN)	비고
SVB16	13494.800	41490.000	0.675	326.074	97.293	765.000	0.K
SVB14	11413.700	33425.775	0.821	296.693	61.384	765.000	0.K
SVB14	11413.700	33425.775	0.821	296.693	61.384	765.000	0.K
SVB22	11413.700	30911.941	1.042	328.239	29.838	1147.500	0.K

註) B : 기초의 폭원 (7.500m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{\max} = \frac{V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right), Q_{\min} = \frac{V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right)$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 큰 경우SVB16, SVB14, SVB14, SVB22

※ 허용지지력은 『별첨자료』에서 계산된 값과 기초의 최대허용지지력중 작은 값을 사용한다.

- 지반의 허용연직지지력 산정은 『별첨자료』를 참조.

2) 기초 단면검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vy(kN)	Mx(kN)	ΣV (kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
ULB01	15168.400	0.000	0.000	19312.150	72420.562	0.000	축력최대
ULB14	10282.700	1029.600	9660.200	14267.075	53501.531	11719.400	모멘트최대
UEB14	7771.000	1029.600	9660.200	10799.125	40496.719	11719.400	편심최대
ULB22	8226.200	1184.758	9519.918	11413.700	42801.375	11889.434	지진시
SVB16	10307.300	798.000	7519.500	13494.800	50605.500	9115.500	축력최대
SVB14	8226.200	823.700	7728.200	11413.700	42801.375	9375.600	모멘트최대
SVB14	8226.200	823.700	7728.200	11413.700	42801.375	9375.600	편심최대
SVB22	8226.200	1184.758	9519.918	11413.700	42801.375	11889.434	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

$$\Sigma V = P + W, \quad W = 7.500 \times 8.500 \times 2.000 \times 25.000 \times \text{하중계수}$$

$$Mr = \Sigma V \times B/2, \quad B = 7.500 \text{ m}$$

$$Mx = M + P \times e, \quad e = 0.000 \text{ m}$$

$$Mo = |Mx + Vy \times h|, \quad h = 2.000 \text{ m}$$

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 지반지지력 산정

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	X(m)
ULB01	19312.150	72420.562	0.000	2574.953	2574.953	7.500
ULB14	14267.075	41782.131	0.821	3152.346	652.207	7.500
UEB14	10799.125	28777.319	1.085	2689.953	189.814	7.500
ULB22	11413.700	30911.941	1.042	2790.033	253.620	7.500
SVB16	13494.800	41490.000	0.675	2771.627	826.987	7.500
SVB14	11413.700	33425.775	0.821	2521.891	521.763	7.500
SVB14	11413.700	33425.775	0.821	2521.891	521.763	7.500
SVB22	11413.700	30911.941	1.042	2790.033	253.620	7.500

註) B : 기초의 폭원 (7.500m), $M = Mr - Mo$, $e = B/2 - M/V$

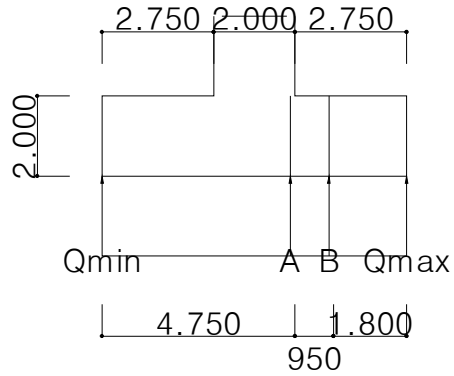
- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{\max} = \frac{V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right), \quad Q_{\min} = \frac{V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right)$$

: 저면반력의 작용폭($x = 3 \cdot [B/2 - e]$)이 B보다 큰 경우

=>SVB16, SVB14, SVB14, SVB22, ULB01, ULB14, UEB14, ULB22

③ 기초의 단면력 계산



㉠ 기초자중에 의한 단면력

$$V_b = 1.800 \times 2.000 \times 8.500 \times 25.000 = 765.000 \text{ kN}$$

$$M_a = 2.864 \times 2.000 \times 8.500 \times 25.000 \times 2.864/2 = 1743.030 \text{ kN.m}$$

㉡ 지반반력에 의한 단면력

$$M_a = Q_a \times 2.864^2 / 2 + (Q_{\max} - Q_a) / 2 \times 2.864^2 \times 2/3$$

㉢ 사용하중 단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에 의한 단면력		사용하중 단면력	
	Qmax(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
SVB16	2771.627	2029.033	2304.913	4568.886	10351.942	3803.886	8608.912
SVB14	2521.891	1758.108	2041.860	4107.376	9298.746	3342.376	7555.715
SVB14	2521.891	1758.108	2041.860	4107.376	9298.746	3342.376	7555.715
SVB22	2790.033	1821.462	2181.294	4474.194	10118.500	3709.194	8375.469

※ 사용하중단면력 = 지반반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력

㉣ 계수하중 단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에 의한 단면력		계수단면력	
	Qmax(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
ULB01	2574.953	2574.953	2574.953	4634.916	10560.522	3640.416	8294.583
ULB14	3152.346	2197.626	2552.313	5134.193	11623.372	4177.943	9444.584
UEB14	2689.953	1735.233	2089.919	4301.885	9726.982	3575.135	8071.103
ULB22	2790.033	1821.462	2181.294	4474.194	10118.500	3709.194	8375.469

※ 계수단면력 = 지반반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력 x 사하중계수

1) 단면 검토 : 교축방향

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.80$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
8500.00	2000.00	1900.00	100.00	9444.58	4177.94

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 26709.900 \times 400.00 = 10683960.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 8500.000 = 195075.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 54.768 \text{ mm, } c = 54.768 / \beta_1 = 54.768 / 0.85 = 64.433 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 64.433) / 64.433 = 0.08546$$

$$\epsilon_t \geq 0.00500 \text{ 이므로 인장지배단면이며, } \phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.}$$

* 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 14737.295 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 26709.9 mm^2 (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.812]

1단 : H22 - 69.0 EA (= 26709.9 mm^2)

* 철근비 검토

$$A_{s,temp} = 0.0015 \times 8500.0 \times 1200.0 = 15300.000 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,req} = 14737.295 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{min} = \text{Max}(14737.295, 15300.000) / b d = 0.00095$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00165$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 54.768 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 26709.900 \times 400 \times (1900.00 - a/2) = 17005.909 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 9444.584 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K} \quad [\text{안전률 } 1.801]$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 1900.00 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck} \times b \times d}$$

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27 \times 8500.00 \times 1900.00} = 11189.048 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 4177.943 \text{ kN}) , \text{ 전단보강 불필요.}$$

- 수평철근 검토

* 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

단, 단위M당 1800 mm² 이하

사용철근량 : H25 - 59.0 EA

$$H25 - 30.0 EA = 45096.300 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 0.0015 \times 2000.0 \times 7500.0 = 22500.0 \text{ mm}^2 < 45096.3 \text{ mm}^2$$

$$(45096.300 / 7.500) = 6012.840 \text{ mm}^2 > (1800 \text{ mm}^2)$$

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 : H25 - 59.0 EA = 15201.000 mm²

$$\text{필요철근량} : 300.000 \times 7.500 = 2250.000 \text{ mm}^2 < 15201.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore 0.K$$

- 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi / 3)] = 8608.912 \times 1000000 / [26709.900 \times (1900.000 - 267.952/3)]$$

$$= 178.006 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]}$$

$$= -7 \times 26709.900 / 8500.0 + 7 \times 26709.900 / 8500.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 8500.0 \times 1900.0 / (7 \times 26709.900))]}$$

$$= 267.952 \text{ mm}$$

사용철근량 = 26709.9 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H22 - 69.0 EA (= 26709.9 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 22/2 = 89.00 \text{ mm}$$

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 178.01) - 2.5 \times 89.00 = 219.90 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 178.01) = 353.92 \text{ mm}$$

Sa는 작은 값인 219.90 mm 를 적용

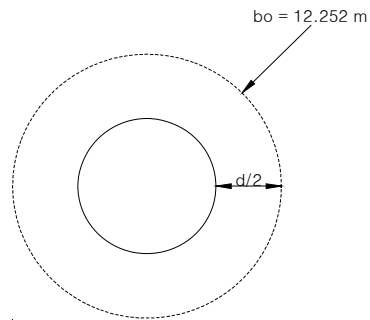
$$S = 8500.00 / 69.0 EA = 123.19 \leq S_a (= 219.90 \text{ mm}) \quad \therefore 0.K$$

11. 기초 2방향전단(편칭) 검토

1) 최대 연직하중(V_u) : -15168.4 kN

2) PUNCHING SHEAR 검토위 : 기둥전면 $d/2$

3) 위험단면 길이(b_o) = 12.252 m



4) 콘크리트가 부담하는 전단강도

$$\ast \beta_c = 1.000, \quad \alpha_s = 40$$

$$\begin{aligned} \textcircled{1} V_{c1} &= 1/6 \times (1 + 2/\beta_c) \times \sqrt{F_{ck}} \times b_o \times d \\ &= 1/6 \times (1 + 2/1.00) \times \sqrt{27} \times 12.252 \times 1.900 \\ &= 60481.134 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \textcircled{2} V_{c2} &= 1/6 \times (1 + (\alpha_s \cdot d)/(2 \cdot b_o)) \times \sqrt{F_{ck}} \times b_o \times d \\ &= 1/6 \times (1 + (40 \cdot 1.900)/(2 \cdot 12.252)) \times \sqrt{27} \times 12.252 \times 1.900 \\ &= 82687.412 \text{ kN} \end{aligned}$$

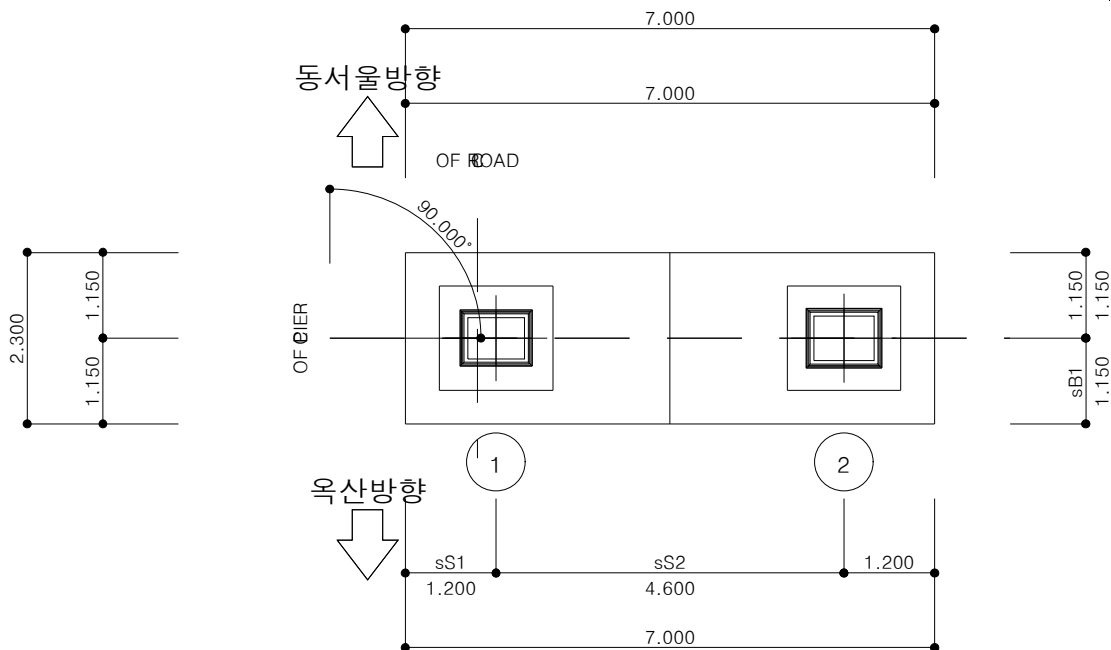
$$\begin{aligned} \textcircled{3} V_{c3} &= 1/3 \times \sqrt{F_{ck}} \times b_o \times d \\ &= 1/3 \times \sqrt{27} \times 12.252 \times 1.900 \\ &= 40320.756 \text{ kN} \end{aligned}$$

----- 이중 작은 값 사용

$$\therefore \text{콘크리트가 부담하는 전단강도} (\phi V_c) = 0.80 \times 40320.756 = 32256.605 \text{ kN}$$

$$\ast \phi V_c > V_u \text{ ----- } 0.K$$

12. 교량 받침부 검토



12.1 받침 연단거리 검토

① 필요 연단거리

- 거더의 경간길이가 100m 이하이므로 $S = 200 + 5.0L$

$$S = 200 + 5.0 \times 45.000 = 425.000 \text{ mm}$$

② 실제 연단거리

구 분	필요연단	받침 규격		연단거리	비 고
		교축방향	직각방향		
1	425.000	550.000	750.000	875.000	0.K
2	425.000	595.000	795.000	852.500	0.K

12.2 최소 받침지지 길이 검토

① 최소 받침지지 길이

: 연속 지점부 이므로 생략한다.

12.3 교량받침 수직력, 수평력 검토

구 분	수직력			수평력		
	허용값	상부반력	비 고	허용값	탄성지진력	비 고
SHOE 1	5000.000	4690.207	0.K	681.000	458.822	0.K
SHOE 2	6000.000	5456.894	0.K	743.600	508.164	0.K

탄성지진력은 응답수정계수(R = 1.0)를 고려한 값이며 내진장치 불필요

12.4 교량받침 보강 철근 검토

① 교량받침에 작용하는 하중

구 분	수직력	수평력		보강범위(mm)		비 고
		교축방향	직각방향	교축방향	직각방향	
1	4690.207	344.979	317.549	1900.000	1750.000	
2	5456.894	382.078	364.934	1945.000	1795.000	

탄성지진력은 응답수정계수(R = 1.0)를 고려한 값

② 교량받침 하면 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	6872.988	10838.800	0.K	6242.657	10064.600	0.K
2	7741.017	10838.800	0.K	7095.879	10064.600	0.K

③ 교량받침 콘크리트 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	1916.550	14325.000	0.K	1764.160	14325.000	0.K
2	2122.657	14325.000	0.K	2027.410	14325.000	0.K

12.5 교량받침 하면 보강 : 교량받침 2

① 교량받침에 작용하는 하중

- 연직하중 : 최대반력

$$P = 5456.894 \text{ kN}$$

- 교축방향 수평하중 : 탄성지진력, 온도변화의 영향

$$H_{x1} = 3809.126 \times 0.113 / 1.15 = 374.288 \text{ kN}$$

$$H_{x2} = 508.164 / 1.33 = 382.078 \text{ kN}$$

☞ 수평력은 H_{x1} , H_{x2} 중 큰 값인 382.078 kN를 적용한다.

- 교축직각방향 수평하중 : 탄성지진력, 풍하중의 영향

$$B/D = 9.170 / 4.340 = 2.113 \quad [1 \leq B/D < 8]$$

$$W1 = [4.0 - 0.2 \times (9.170 / 4.340)] \times 4.340 = 15.5 \text{ kN/m} \geq 6.0 \text{ 이므로}$$

$$H_{y1} = 15.526 \times 90.000 / 2 / 2EA / 1.25 = 279.468 \text{ kN}$$

$$H_{y2} = 485.362 / 1.33 = 364.934 \text{ kN}$$

☞ 수평력은 H_{y1} , H_{y2} 중 큰 값인 364.934 kN를 적용한다.

② 연직하중에 대한 보강

$$\begin{aligned}b_{1x} &= 595.000 \text{ mm} & b_{1y} &= 795.000 \text{ mm} \\b_{2x} &= 1150.000 \text{ mm} & b_{2y} &= 1200.000 \text{ mm} \\b_{cx} &= 2 \times b_{2x} = 2300.000 \text{ mm} < 5 \times b_{1x} = 2975.000 \text{ mm} \\b_{cy} &= 2 \times b_{2y} = 2400.000 \text{ mm} < 5 \times b_{1y} = 3975.000 \text{ mm} \\A_{sx1} &= 1/4 \times (1 - b_{1x}/b_{cx}) \times P/f_{sa} \\&= 1/4 \times (1 - 595.000/2300.000) \times 5456.894 \times 10^3 / 180.000 \\&= 5618.360 \text{ mm}^2 \\A_{sy1} &= 1/4 \times (1 - b_{1y}/b_{cy}) \times P/f_{sa} \\&= 1/4 \times (1 - 795.000/2400.000) \times 5456.894 \times 10^3 / 180.000 \\&= 5068.469 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

③ 수평하중에 대한 보강

$$\begin{aligned}A_{sx2} &= H_x/f_{sa} \\&= 382.078 \times 10^3 / 180.000 \\&= 2122.657 \text{ mm}^2 \\A_{sy2} &= H_y/f_{sa} \\&= 364.934 \times 10^3 / 180.000 \\&= 2027.410 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

④ 철근 보강 범위

- 교축직각방향 철근보강 범위
$$B_{xo} = b_{1x} + b_{2y} = 595.000 + 1200.000 = 1795.000 \text{ mm}$$
- 교축방향 철근보강 범위
$$B_{yo} = b_{1y} + b_{2x} = 795.000 + 1150.000 = 1945.000 \text{ mm}$$

⑤ 철근량 산정

- 교축직각방향
$$A_{sy} = A_{sy1} + A_{sy2} = 5068.469 + 2027.410 = 7095.879 \text{ mm}^2$$
$$B_{xo} = 1795.000 \text{ mm} \text{ 범위내에서 } H_{22} - 26 \text{ EA}$$
$$A_s = 387.100 \times 26 = 10064.600 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$
- 교축방향
$$A_{sx} = A_{sx1} + A_{sx2} = 5618.360 + 2122.657 = 7741.017 \text{ mm}^2$$
$$B_{yo} = 1945.000 \text{ mm} \text{ 범위내에서 } H_{22} - 28 \text{ EA}$$
$$A_s = 387.100 \times 28 = 10838.800 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

12.6 교량받침 콘크리트 보강 : 교량받침 2

① 교축직각방향

$$As2 = H_y / f_{sa} = 364.934 \times 10^3 / 180.000 = 2027.410 \text{ mm}^2$$

사용철근 : H19 - 24 EA + H19 - 26 EA

$$As = 286.500 \times 24 + 286.500 \times 26 = 14325.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore 0.K$$

② 교축방향

$$As1 = H_x / f_{sa} = 382.078 \times 10^3 / 180.000 = 2122.657 \text{ mm}^2$$

사용철근 : H19 - 24 EA + H19 - 26 EA

$$As = 286.500 \times 24 + 286.500 \times 26 = 14325.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore 0.K$$

교각 P4

목 차

1. 설 계 흐 름 도
2. 해석결과 요약
 - * 안정성검토 및 응력검토
 - * 기둥의 단면 설계
 - * 단면 설계
 - * 사용성 검토
3. 설 계 조 건
 - 3.1 일반사항
 - 3.2 하중
 - 3.3 지반조건
 - 3.4 사용재료 강도
 - 3.5 설계방법
 - 3.6 참고문헌
4. 단 면 가 정
5. 하 중 계 산
6. 구 조 해 석
 - 6.1 해석모델링
 - 6.2 절점좌표
 - 6.3 단면제원
 - 6.4 하중재하도
7. 해 석 결 과 집 계
 - 7.1 하중별 부재력 집계
 - 7.2 사용하중 조합시 부재력 집계
 - 7.3 계수하중 조합시 부재력 집계
8. 두 부 보 설 계
 - 8.1 내민보의 설계 : 좌측
 - 8.2 내민보의 설계 : 우측
 - 8.3 교량받침 위치 검토

9. 기 등 설 계

- 9.1 교축직각 방향
- 9.2 교축 방향
- 9.3 합성 부재력
- 9.4 기등의 전단설계

10. 기 초 설 계

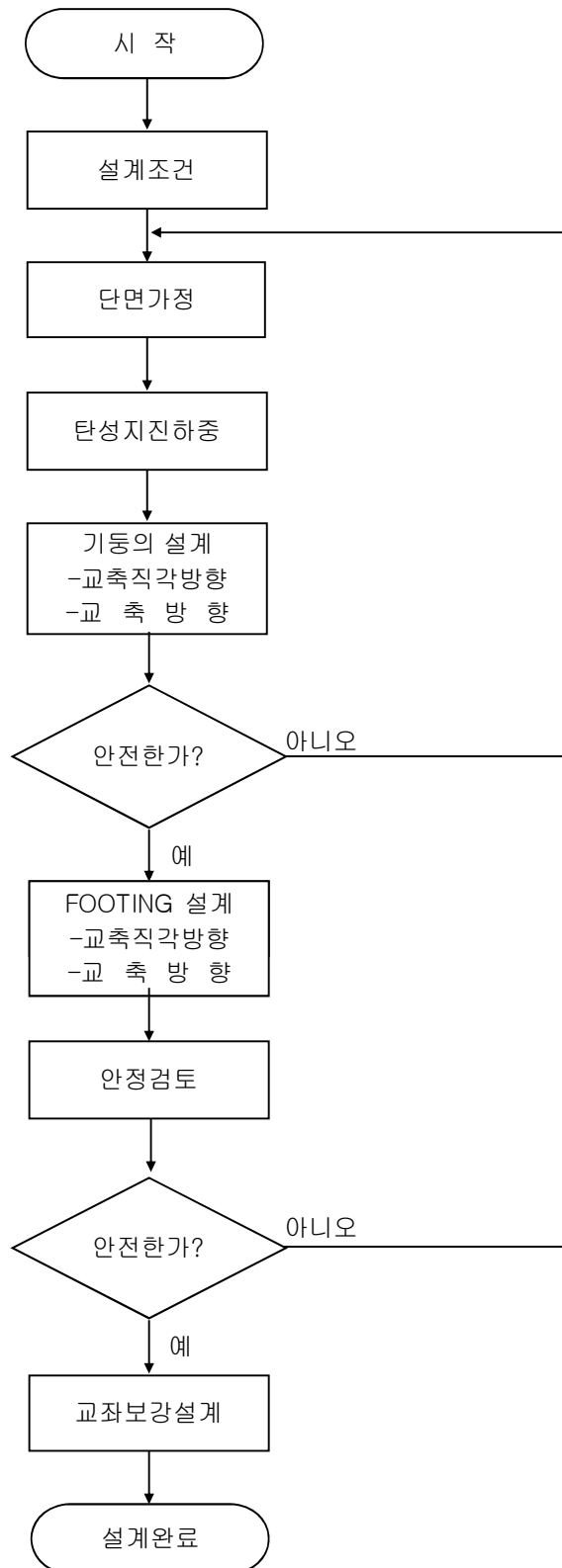
- 10.1 교축직각 방향
- 10.2 교축방향

11. 기초 2방향전단(편칭) 검토

12. 교 량 받 침 부 검 토

- 12.1 받침 연단거리 검토
- 12.2 최소 받침지지 길이 검토
- 12.3 교량받침 수직력, 수평력 검토
- 12.4 교량받침 보강 철근 검토
- 12.5 교량받침 하면 보강
- 12.6 교량받침 콘크리트 보강

1. 설계흐름도



2. 해석결과 요약

▣ 안정성검토 및 응력검토

구 분			허용값	발생값	안전율	허용안전율	비 고
교축방향	평상시	전도에대한 안정(kN.m)	34885.158	6181.531	5.64	2.00	0.K
		활동에대한 안정(kN)	6977.032	724.225	9.63	1.50	0.K
		지지력에대한 안정(kN/m ²)	734.000	490.817	1.67	1.00	0.K
	지진시	전도에대한 안정(kN.m)	34885.158	9141.678	3.82	1.50	0.K
		활동에대한 안정(kN)	6977.032	1245.650	5.60	1.20	0.K
		지지력에대한 안정(kN/m ²)	1101.000	509.070	2.42	1.00	0.K
교축직각방향	평상시	전도에대한 안정(kN.m)	39536.512	11635.584	3.40	2.00	0.K
		활동에대한 안정(kN)	6977.032	734.897	9.49	1.50	0.K
		지지력에대한 안정(kN/m ²)	734.000	536.644	1.53	1.00	0.K
	지진시	전도에대한 안정(kN.m)	39536.512	15051.894	2.63	1.50	0.K
		활동에대한 안정(kN)	6977.032	1133.030	6.16	1.20	0.K
		지지력에대한 안정(kN/m ²)	1101.000	613.625	2.01	1.00	0.K

▣ 기둥의 단면 설계

단면위치		Puse	Pu(kN)	φ Pn(kN)	안전도	비 고
교축방향	축력최대	0.016	17694.650	51294.106	2.899	0.K
	모멘트최대	0.016	11985.482	22304.376	1.861	0.K
	탄성설계	0.016	9588.386	35478.315	3.700	0.K
	편심최대	0.016	9108.967	17580.055	1.930	0.K
교축직각방향	축력최대	0.016	17694.650	51294.106	2.899	0.K
	모멘트최대	0.016	12464.902	17138.639	1.375	0.K
	탄성설계	0.016	9588.386	16918.083	1.764	0.K
	편심최대	0.016	8629.547	13215.589	1.531	0.K
합성부재력	축력최대	0.016	17694.650	51294.106	2.899	0.K
	모멘트최대	0.016	11985.482	13782.852	1.150	0.K
	탄성설계	0.016	9588.386	16063.718	1.675	0.K
	편심최대	0.016	9108.967	10403.068	1.142	0.K
	모멘트최대	0.016	12464.902	17112.732	1.373	0.K
	편심최대	0.016	8629.547	13193.148	1.529	0.K

■ 단면 설계

단면위치		깊이 (mm)	피복 (mm)	Req.As (mm ²)	Use.As (mm ²)	Mu(kN.m)	ΦMn(kN.m)	안전도	비 고
두 부 보	좌측내민보	2500.0	100.0	20222.106	24411.200	-	-	1.207	0.K
	우측내민보	2500.0	100.0	21258.512	24411.200	-	-	1.148	0.K
	좌측내민보수	2400.0	100.0	962.475	4436.300	751.557	3445.861	4.585	0.K
	우측내민보수	2400.0	100.0	954.176	4436.300	745.087	3445.861	4.625	0.K
	교량받침1	1701.9	100.0	66.009	24411.200	34.824	12144.923	348.749	0.K
	교량받침2	2554.8	100.0	11387.538	24411.200	9150.528	19223.276	2.101	0.K
	교량받침7	2511.8	100.0	12309.451	24411.200	9697.363	18866.384	1.946	0.K
	교량받침4	1572.9	100.0	65.747	24411.200	31.802	11074.248	348.219	0.K
기 초	교축방향	2000.0	100.0	10390.617	15757.500	6665.295	10071.154	1.511	0.K
	교직-지점부	2000.0	100.0	16407.725	23814.900	10466.446	15104.352	1.443	0.K

■ 사용성 검토

단면위치		인장응력 (fs)	허용응력 (fsa)	철근간격(S)	최대간격(Sq)	비 고
두 부 보	좌측내민보	133.142	180.000	126.316	377.725	0.K
	우측내민보	156.171	180.000	126.316	290.504	0.K
	좌측내민보수평	76.162	180.000	192.308	820.232	0.K
	우측내민보수평	75.506	180.000	192.308	829.212	0.K
	교량받침1	9.983	180.000	126.316	6310.574	0.K
	교량받침2	110.823	180.000	126.316	496.842	0.K
	교량받침7	134.998	180.000	126.316	369.594	0.K
	교량받침4	12.549	180.000	126.316	5020.411	0.K
기 초	교축방향	215.069	180.000	123.636	139.911	0.K
	교직-지점부	187.759	180.000	127.660	200.671	0.K

3. 설 계 조 건

3.1 일 반 사 항

1) 구 조 형 식	: T형 교각
2) 상 부 형 식	: IPC GIRDER
3) 교 량 등 급	: 1 등교
4) 기 초 형 식	: 직접기초

3.2 하 중

1) 철근콘크리트의 단위중량	: $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$	[도로교 설계기준 2.1.2]
2) 기초지반의 단위중량	: $\gamma_{s2} = 20 \text{ kN/m}^3$	[도로교설계요령 제2권 P366]
3) 교량받침 마찰계수	: $f_s = 0.15$	

3.3 지 반 조 건

1) 기초지반의 N치	: $N = 50$	
2) 기초지반의 내부마찰각	: $\phi_2 = 42.386^\circ$	; $15 + \sqrt{15N}$
3) 기초지반의 점착력	: $C = 0 \text{ kN/m}^2$	
4) 기초지반의 최대 허용지지력	: $Q_a = 600 \text{ kN/m}^2$	
5) 기초지반의 마찰계수	: $\mu = 0.6$	; $\tan \phi_b = 0.60$, $C_b = 0$: 암과 콘크리트
6) 지반 가속도 계수	: $A = 0.154$	; 위험도 계수 x 지진구역계수
- 내진 등급 : I 등급	- 위험도 계수 : 1.4	[도로교 설계기준 6.3.1]
- 지진 구역 : I 구역	- 지진구역 계수 : 0.11	

3.4 사 용 재 료 강 도

1) 콘크리트 설계기준 강도	: $f_{ck} =$	두부보: 27 MPa	
		기둥: 27 MPa	
		기초: 27 MPa	
- 탄성계수	: $E_c =$	두부보: 27804 MPa	
		기둥: 27804 MPa	
		기초: 27804 MPa	
			[도로교 설계기준 2.3.3]
2) 철근의 항복 강도(SD400)	: $f_y =$	두부보: 400 MPa	
		기둥: 400 MPa	
		기초: 400 MPa	
- 탄성계수	: $E_s = 200000 \text{ MPa}$		[도로교 설계기준 2.3.3]

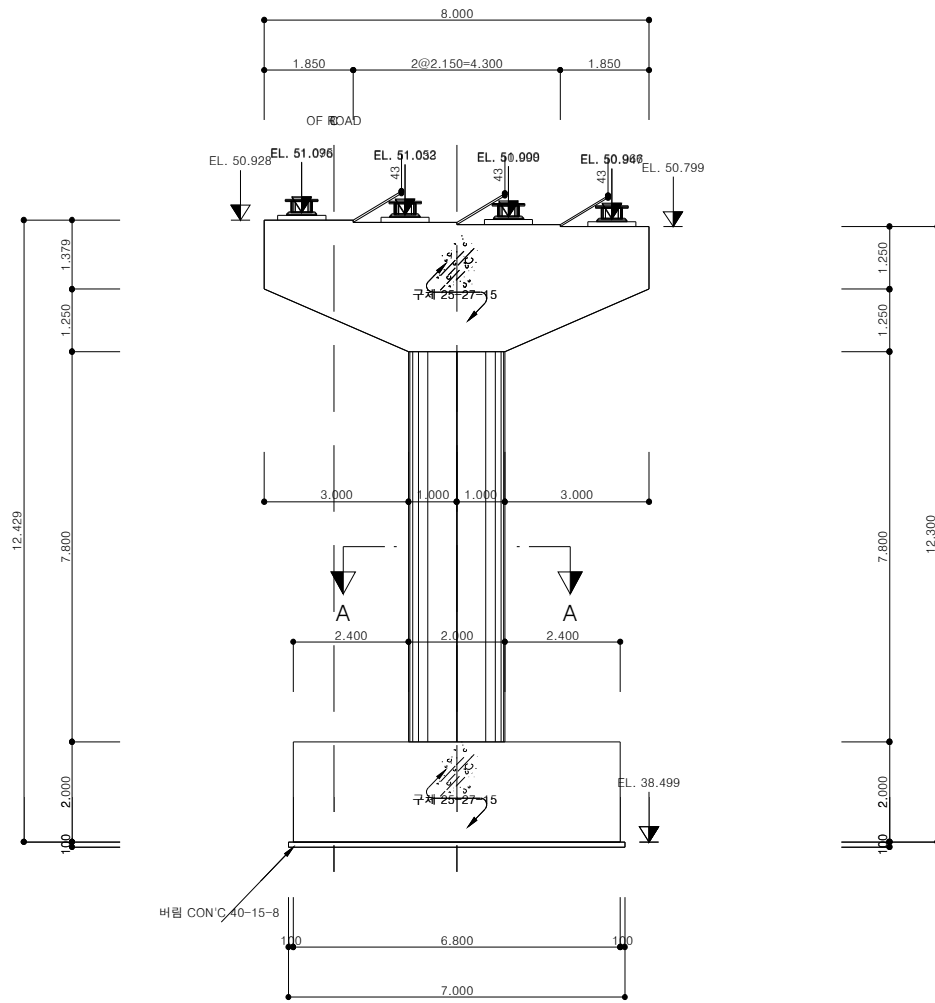
3.5 설 계 방 법

1) 안 정 성 검 토	: 허용응력 설계법
2) 단 면 설 계	: 극한강도 설계법

3.6 참 고 문 헌

1) 도로교 설계기준	: 국토해양부 (2010)
2) 콘크리트구조 설계기준	: 한국콘크리트학회 (2007)
3) 도로설계 편람	: 국토해양부 (2000)
4) 도로 설계 요령	: 한국도로공사 (2002)

4. 단 면 가 정



5. 하 중 계 산

5.1 상부반력 및 교각자중

교좌번호	고정 하중(D)	활하중(L)		
		만재하시(L1)	좌측편재하(L2)	우측편재하(L3)
1	942.126	355.897	355.897	226.450
2	945.886	341.000	341.000	299.665
3	964.210	297.995	297.995	339.341
4	1056.501	221.315	221.315	350.126
5	942.126	355.898	355.898	226.450
6	945.886	341.014	341.014	299.677
7	964.210	298.007	298.007	339.356
8	1056.501	221.315	221.315	350.127
계	7817.446	2432.441	2432.441	2431.192

※ 교각자중은 25.000 kN/m³ 의 값을 프로그램에서 자동재하

5.2 풍 하 중

1) 교축직각방향 (W-TR)

① 상부구조에 작용하는 풍하중

$$B/D = 9.170 / 4.790 = 1.914 \quad [1 \leq B/D < 8]$$

$$W1 = [4.0 - 0.2 \times (9.170 / 4.790)] \times 4.790 = 17.3 \text{ kN/m} \geq 6.0 \text{ 이므로}$$

$$= 17.326 \text{ kN/m}$$

$$P1 = 17.326 \times (39.993 + 39.993) / 2 \times \sin 90.0$$

$$= 692.91 \text{ kN}$$

$$\text{작용위치 } h = 4.790/2 + 0.400 + 0.690 = 3.484 \text{ m}$$

$$\text{작용모멘트 } My = Ph \times h = 692.910 \times 3.484 = 2414.45 \text{ kN.m}$$

② 하부구조에 작용하는 풍하중

$$W'_{\text{copping}} = 3.000 \times 2.629 \times 2.400 = 18.929 \text{ kN}$$

$$W'_{\text{column}} = 1.500 \times 2.000 = 3 \text{ kN/m (풍상측)}$$

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용 한다.

2) 교축방향 (W-L0)

① 하부구조에 작용하는 풍하중

$$W'_{\text{copping}} = 50.300 \text{ kN (Copping 높이에 따라 재하)}$$

$$W'_{\text{column}} = 1.500 \times 2.000 = 3 \text{ kN/m}$$

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용 한다.

5.3 활하중에 작용하는 풍하중

활하중에 재하되는 풍하중에 대하여는 교면상 1.5m 위치에서 1500 N/m의
풍하중이 재하되는 것으로 한다. [도로설계기준 P19]

$$\begin{aligned} P_h &= 1.500 \times (39.993 + 39.993) / 2 \times \sin 90.0 &= 59.989 \text{ kN} \\ \text{작용위치 } h &= 2.501 + 1.500 + 0.690 &= 4.691 \text{ m} \\ \text{작용모멘트 } M_y &= P_h \times h &= 59.989 \times 4.691 &= 281.398 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

5.4 온도하중 산정

1) 교축직각방향 (G-TR)

연평균 온도변화차 $\Delta T = 10^\circ\text{C}$ 적용

2) 교축방향 (G-L0)

① 교각의 종방향 변위를 유발하는 수평력

$$\delta = \alpha \times \Delta T \times L = 0.000012 \times 25.0 \times 37.6 = 0.01127 \text{ m}$$

$$\delta = \frac{P \times L^3}{3 \times E \times I} \quad P_h = \frac{3 \times E \times I \times \delta}{L^3}$$

$$\begin{aligned} P_h &= 3 \times 27804000 \times 0.78540 \times 1EA \times 0.01127 / 10.429^3 \times \sin 90.0 \\ &= 650.868 \text{ kN} \end{aligned}$$

② 교량받침에 의한 수평력

상부고정하중 : $V_d = 7817.446 \text{ kN}$

교량받침마찰계수 : $\mu = 0.150$

$$\begin{aligned} P_h &= \mu \times W = 7817.446 \times 0.150 \times \sin 90.0 \\ &= 1172.617 \text{ kN} \end{aligned}$$

☞ 수평력은 ①, ②중 작은값 650.868 kN를 적용한다.

③ 작용 모멘트

$$M_h = 650.868 \times (0.400 + 1.379/2) = 709.12 \text{ kN.m}$$

5.5 지진에 의한 하중 : 내진해석 참조

구 분			교 축 방 향			교 축 직 각 방 향		
위치	하중경우	기동	전단력	모멘트	변위(m)	전단력	모멘트	변위(m)
기동상단	하중경우 1	기동 1	1118.730	2869.680	0.01000	538.260	3363.630	0.01000
	하중경우 2	기동 1	619.120	1610.780	0.01000	977.750	5749.610	0.02000
기동하단	하중경우 1	기동 1	1245.650	6650.960	0.00000	646.980	6816.270	0.00000
	하중경우 2	기동 1	702.950	3749.600	0.00000	1133.030	12058.710	0.00000

5.6 하중조합 : 사용하중 검토시

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E
SVB01	1.00	1.00							
SVB02	1.00		1.00						
SVB03	1.00			1.00					
SVB04	1.00				1.00				
SVB05	1.00	1.00			0.50	1.00			
SVB06	1.00		1.00		0.50	1.00			
SVB07	1.00			1.00	0.50	1.00			
SVB08	1.00	1.00					1.00	1.00	
SVB09	1.00	1.00					-1.00	1.00	
SVB10	1.00		1.00				1.00	1.00	
SVB11	1.00		1.00				-1.00	1.00	
SVB12	1.00			1.00			1.00	1.00	
SVB13	1.00			1.00			-1.00	1.00	
SVB14	1.00				1.00		1.00	1.00	
SVB15	1.00				1.00		-1.00	1.00	
SVB16	1.00	1.00			0.50	1.00	1.00	1.00	
SVB17	1.00	1.00			0.50	1.00	-1.00	1.00	
SVB18	1.00		1.00		0.50	1.00	1.00	1.00	
SVB19	1.00		1.00		0.50	1.00	-1.00	1.00	
SVB20	1.00			1.00	0.50	1.00	1.00	1.00	
SVB21	1.00			1.00	0.50	1.00	-1.00	1.00	
SVB22	1.00								1.00

D = 고정하중 또는 이에 따른 단면력

L = 활하중 또는 이에 따른 단면력

W = 풍하중 또는 이에 따른 단면력

WL = 차량활하중에 작용하는 풍하중 또는 이에 따른 단면력

E = 지진하중 또는 이에 따른 단면력

CO = 충돌하중 또는 이에 따른 단면력

G = 부등침하, 크리프, 건조수축, 제작 또는 시공시 치수착오, 습도변화

또는 온도변화등으로 인한 팽창 또는 수축변형으로 유발된 변형력 또는 이에 따른 단면력

Q = 부력 또는 양압력, 수압, 파압 등의 하중 또는 이에 따른 단면력

CF = 원심하중 또는 이에 따른 단면력

※ 위 테이블에 표시된 SVB는 교축방향이며, 모델링상의 SV0 는 교직방향을 나타냅니다.

SVB 와 SV0 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

5.7 하중조합 : 계수하중 검토시

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E
ULB01	1.30	2.15							
ULB02	1.30		2.15						
ULB03	1.30			2.15					
ULB04	1.30				1.30				
ULB05	1.30	1.30			0.65	1.30			
ULB06	1.30		1.30		0.65	1.30			
ULB07	1.30			1.30	0.65	1.30			
ULB08	1.30	1.30					1.30	1.30	
ULB09	1.30	1.30					-1.30	1.30	
ULB10	1.30		1.30				1.30	1.30	
ULB11	1.30		1.30				-1.30	1.30	
ULB12	1.30			1.30			1.30	1.30	
ULB13	1.30			1.30			-1.30	1.30	
ULB14	1.25				1.25		1.25	1.30	
ULB15	1.25				1.25		-1.25	1.30	
ULB16	1.25	1.25			0.63	1.25	1.25	1.30	
ULB17	1.25	1.25			0.63	1.25	-1.25	1.30	
ULB18	1.25		1.25		0.63	1.25	1.25	1.30	
ULB19	1.25		1.25		0.63	1.25	-1.25	1.30	
ULB20	1.25			1.25	0.63	1.25	1.25	1.30	
ULB21	1.25			1.25	0.63	1.25	-1.25	1.30	
ULB22	1.00								1.00
ULB23	1.30	1.30							
ULB24	1.30		1.30						
ULB25	1.30			1.30					
ULB26	1.20				1.20				

※이며, 모델링상의 UL0 는 교직방향을 나타냅니다.

ULB 와 UL0 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

5.8 하중조합 : 계수하중 검토시 (최대편심)

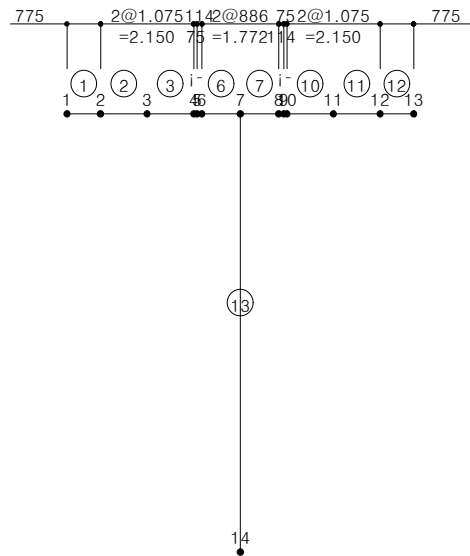
구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E
UEB01	1.00	2.15							
UEB02	1.00		2.15						
UEB03	1.00			2.15					
UEB04	1.00				1.30				
UEB05	1.00	1.30			0.65	1.30			
UEB06	1.00		1.30		0.65	1.30			
UEB07	1.00			1.30	0.65	1.30			
UEB08	1.00	1.30					1.30	1.30	
UEB09	1.00	1.30					-1.30	1.30	
UEB10	1.00		1.30				1.30	1.30	
UEB11	1.00		1.30				-1.30	1.30	
UEB12	1.00			1.30			1.30	1.30	
UEB13	1.00			1.30			-1.30	1.30	
UEB14	0.95				1.25		1.25	1.30	
UEB15	0.95				1.25		-1.25	1.30	
UEB16	0.95	1.25			0.63	1.25	1.25	1.30	
UEB17	0.95	1.25			0.63	1.25	-1.25	1.30	
UEB18	0.95		1.25		0.63	1.25	1.25	1.30	
UEB19	0.95		1.25		0.63	1.25	-1.25	1.30	
UEB20	0.95			1.25	0.63	1.25	1.25	1.30	
UEB21	0.95			1.25	0.63	1.25	-1.25	1.30	
UEB22	1.00								1.00
UEB23	1.00	1.30							
UEB24	1.00		1.30						
UEB25	1.00			1.30					
UEB26	0.90				1.20				

※이며, 모델링상의 UE0 는 교직방향을 나타냅니다.

UEB 와 UE0 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

6. 구조 해석

6.1 해석 모델링



6.2 절점 좌표

절점	X	Z	절점	X	Z	절점	X	Z
1	0.000	9.739	6	3.114	9.739	11	6.150	9.739
2	0.775	9.739	7	4.000	9.739	12	7.225	9.739
3	1.850	9.739	8	4.886	9.739	13	8.000	9.739
4	2.925	9.739	9	5.000	9.739	14	4.000	0.000
5	3.000	9.739	10	5.075	9.739			

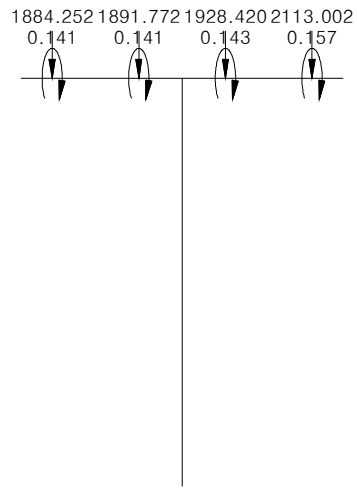
6.3 단면 제원

구분	B(m)	H(m)	A(m ²)	I ₂₂ (m ⁴)	I ₃₃ (m ⁴)	적용절점
①	2.400	1.250	3.000	1.440000	0.390625	13
②	2.400	1.379	3.310	1.588608	0.524473	1
③	2.400	1.573	3.775	1.812096	0.778424	12
④	2.400	1.702	4.085	1.960704	0.986072	2
⑤	2.400	2.021	4.850	2.328192	1.650931	11
⑥	2.400	2.064	4.954	2.377728	1.758568	
⑦	2.400	2.107	5.057	2.427264	1.870784	3
⑧	2.400	2.150	5.160	2.476800	1.987675	
⑨	2.400	2.512	6.029	2.893824	3.170216	10
⑩	2.400	2.543	6.103	2.929536	3.289039	7~9
⑪	2.400	2.555	6.132	2.943360	3.335821	4
⑫	2.400	2.586	6.206	2.979072	3.458721	5, 6
⑬	2.000	0.000	3.142	0.785398	0.785398	기동상단
⑭	2.000	0.000	3.142	0.785398	0.785398	기동하단

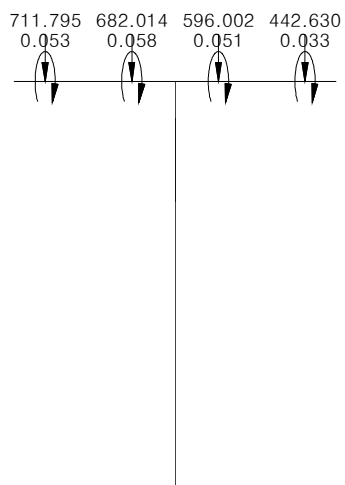
6.4 하중재하도

1) 연직하중

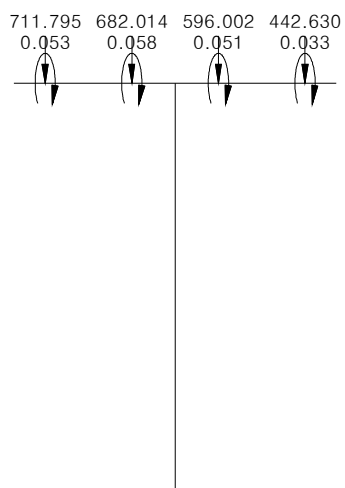
① 고정하중 (D)



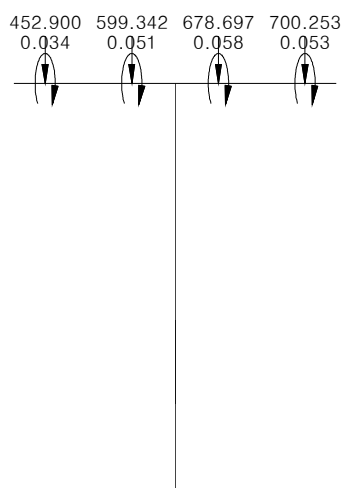
② 활하중 : 만재하시 (L1)



③ 활하중 : 좌측 편재하시 (L2)



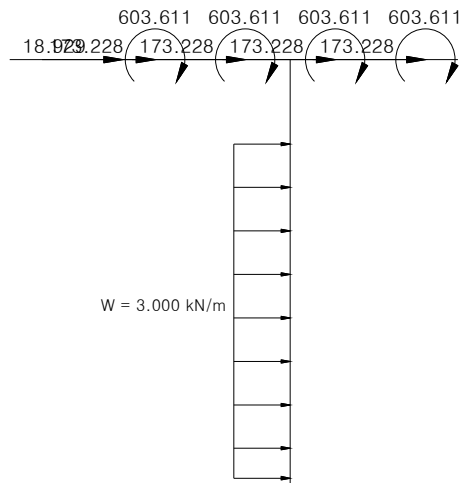
④ 활하중 : 우측 편재하시 (L3)



2) 수평하중

① 교축직각 방향

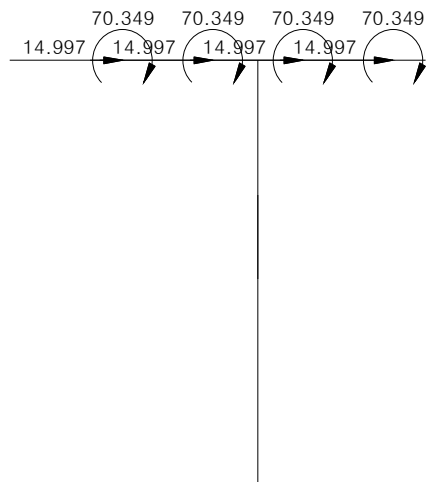
㉠ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-TR)



$$P = 692.910/8EA = 86.614 \text{ kN}$$

$$M = 2414.445/8EA = 301.806 \text{ kN}$$

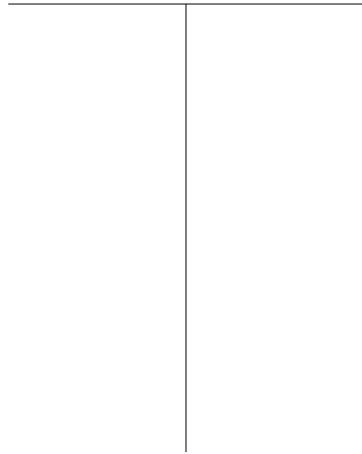
㉡ 풍하중 : 활하중에 재하되는 풍하중 (WL)



$$P = 59.989/8EA = 7.499 \text{ kN}$$

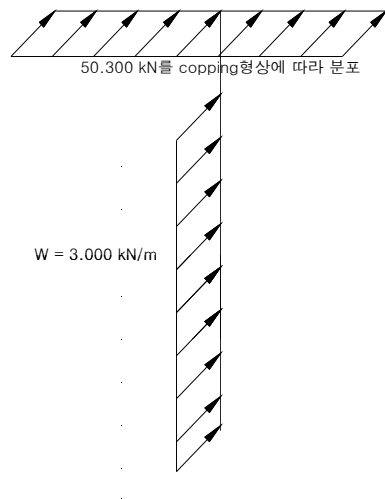
$$M = 281.398/8EA = 35.175 \text{ kN}$$

㉔ 온도하중 (G-TR) : 온도변화범위 $\Delta T_x = 10^\circ\text{C}$

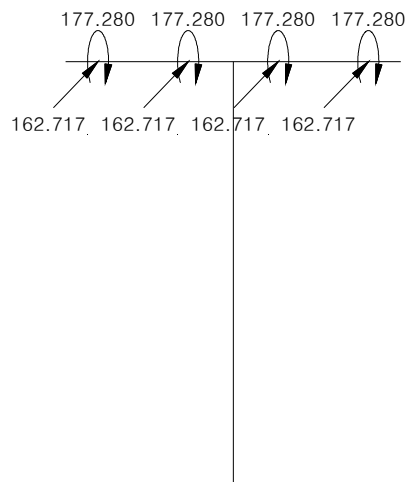


② 교축 방향

㉔ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-L0)



㉔ 온도하중 (G-L01) : $P = 650.868 / 8EA = 81.358 \text{ kN}$ $M = 709.120 / 8EA = 88.640 \text{ kN.m}$



7. 해석결과 집계

7.1 하중별 부재력 집계

① 기동 : 부재번호 13

(교직방향)

하중	기동상단			기동하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-8975.776	727.124	0.000	-9588.386	727.124	0.000	
L1	-2432.441	-960.520	0.000	-2432.441	-960.520	0.000	
L2	-2432.441	-960.520	0.000	-2432.441	-960.520	0.000	
L3	-2431.192	883.020	0.000	-2431.192	883.020	0.000	
W-TR	0.000	3795.059	-711.842	0.000	9438.666	-734.897	
WL	0.000	397.746	-59.989	0.000	865.659	-59.989	
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-TR	0.000	5749.610	977.750	0.000	12058.710	1133.030	

(교축방향)

하중	기동상단			기동하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-8975.776	-0.582	0.000	-9588.386	-0.582	0.000	
L1	-2432.441	-0.195	0.000	-2432.441	-0.195	0.000	
L2	-2432.441	-0.195	0.000	-2432.441	-0.195	0.000	
L3	-2431.192	-0.196	0.000	-2431.192	-0.196	0.000	
W-L0	0.000	-97.558	50.301	0.000	-581.149	73.357	
WL	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
G-L01	0.000	-1971.478	650.868	0.000	-7048.249	650.868	
E-L0	0.000	2869.680	1118.730	0.000	6650.960	1245.650	

② 두부분 : 내민보

하중	좌측 (부재6, 절점6)		우측 (부재7, 절점8)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-5289.750	4151.485	-5798.318	-4399.305	
L1	-1793.789	1393.809	-1147.956	-1038.632	
L2	-1793.789	1393.809	-1147.956	-1038.632	
L3	-1172.609	1052.242	-1766.166	-1378.950	
W-L0	0.000	0.000	0.000	0.000	
W-TR	1207.222	0.000	-1207.222	0.000	
WL	140.699	0.000	-140.699	0.000	
G-L01	0.000	0.000	0.000	0.000	
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-L0	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	

③ 두부보 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점4)		S3(절점10)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	-26.788	1955.883	-4507.889	4122.230	-4969.572	-4370.537
L1	0.000	711.795	-1530.359	1393.809	-951.654	-1038.632
L2	0.000	711.795	-1530.359	1393.809	-951.654	-1038.632
L3	0.000	452.900	-973.735	1052.242	-1505.544	-1378.950
W-L0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	603.611	0.000	1207.222	0.000	-1207.222	0.000
WL	70.349	0.000	140.699	0.000	-140.699	0.000
G-L01	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
E-L0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

구 분	S4(절점12)	
	M(kN.m)	V(kN)
D	-24.463	-2178.635
L1	0.000	-442.630
L2	0.000	-442.630
L3	0.000	-700.253
W-L0	0.000	0.000
W-TR	-603.611	0.000
WL	-70.349	0.000
G-L01	0.000	0.000
G-TR	0.000	0.000
E-L0	0.000	0.000
E-TR	0.000	0.000

7.2 사용하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 13

(교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-11408.217	-233.396	0.000	-12020.827	-233.396	0.000	
SV002	-11408.217	-233.396	0.000	-12020.827	-233.396	0.000	
SV003	-11406.968	1610.144	0.000	-12019.578	1610.144	0.000	
SV004	-8975.776	4522.183	-711.842	-9588.386	10165.790	-734.897	
SV005	-11408.217	2061.879	-415.910	-12020.827	5351.595	-427.437	
SV006	-11408.217	2061.879	-415.910	-12020.827	5351.595	-427.437	
SV007	-11406.968	3905.419	-415.910	-12019.578	7195.135	-427.437	
SV008	-11408.217	-233.396	0.000	-12020.827	-233.396	0.000	
SV009	-11408.217	-233.396	0.000	-12020.827	-233.396	0.000	
SV010	-11408.217	-233.396	0.000	-12020.827	-233.396	0.000	
SV011	-11408.217	-233.396	0.000	-12020.827	-233.396	0.000	
SV012	-11406.968	1610.144	0.000	-12019.578	1610.144	0.000	
SV013	-11406.968	1610.144	0.000	-12019.578	1610.144	0.000	
SV014	-8975.776	4522.183	-711.842	-9588.386	10165.790	-734.897	
SV015	-8975.776	4522.183	-711.842	-9588.386	10165.790	-734.897	
SV016	-11408.217	2061.879	-415.910	-12020.827	5351.595	-427.437	
SV017	-11408.217	2061.879	-415.910	-12020.827	5351.595	-427.437	
SV018	-11408.217	2061.879	-415.910	-12020.827	5351.595	-427.437	
SV019	-11408.217	2061.879	-415.910	-12020.827	5351.595	-427.437	
SV020	-11406.968	3905.419	-415.910	-12019.578	7195.135	-427.437	
SV021	-11406.968	3905.419	-415.910	-12019.578	7195.135	-427.437	
SV022	-8975.776	6476.734	977.750	-9588.386	12785.834	1133.030	

2) 교축방향

(교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SVB01	-11408.217	-0.777	0.000	-12020.827	-0.777	0.000	
SVB02	-11408.217	-0.777	0.000	-12020.827	-0.777	0.000	
SVB03	-11406.968	-0.778	0.000	-12019.578	-0.778	0.000	
SVB04	-8975.776	-98.140	50.301	-9588.386	-581.731	73.357	
SVB05	-11408.217	-49.556	25.151	-12020.827	-291.352	36.678	
SVB06	-11408.217	-49.556	25.151	-12020.827	-291.352	36.678	
SVB07	-11406.968	-49.557	25.151	-12019.578	-291.353	36.678	
SVB08	-11408.217	-1972.255	650.868	-12020.827	-7049.026	650.868	
SVB09	-11408.217	1970.701	-650.868	-12020.827	7047.472	-650.868	
SVB10	-11408.217	-1972.255	650.868	-12020.827	-7049.026	650.868	
SVB11	-11408.217	1970.701	-650.868	-12020.827	7047.472	-650.868	
SVB12	-11406.968	-1972.256	650.868	-12019.578	-7049.027	650.868	
SVB13	-11406.968	1970.700	-650.868	-12019.578	7047.471	-650.868	
SVB14	-8975.776	-2069.618	701.169	-9588.386	-7629.980	724.225	
SVB15	-8975.776	1873.339	-600.567	-9588.386	6466.517	-577.511	
SVB16	-11408.217	-2021.034	676.019	-12020.827	-7339.601	687.546	
SVB17	-11408.217	1921.923	-625.717	-12020.827	6756.897	-614.190	
SVB18	-11408.217	-2021.034	676.019	-12020.827	-7339.601	687.546	
SVB19	-11408.217	1921.923	-625.717	-12020.827	6756.897	-614.190	
SVB20	-11406.968	-2021.035	676.019	-12019.578	-7339.602	687.546	
SVB21	-11406.968	1921.922	-625.717	-12019.578	6756.896	-614.190	
SVB22	-8975.776	2869.098	1118.730	-9588.386	6650.378	1245.650	

3) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재6, 절점6)		우측 (부재7, 절점8)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-7083.539	5545.294	-6946.274	-5437.937	
SV002	-7083.539	5545.294	-6946.274	-5437.937	
SV003	-6462.359	5203.727	-7564.483	-5778.255	
SV004	-4082.528	4151.485	-7005.540	-4399.305	
SV005	-6339.229	5545.294	-7690.583	-5437.937	
SV006	-6339.229	5545.294	-7690.583	-5437.937	
SV007	-5718.049	5203.727	-8308.793	-5778.255	
SV008	-7083.539	5545.294	-6946.274	-5437.937	
SV009	-7083.539	5545.294	-6946.274	-5437.937	
SV010	-7083.539	5545.294	-6946.274	-5437.937	
SV011	-7083.539	5545.294	-6946.274	-5437.937	
SV012	-6462.359	5203.727	-7564.483	-5778.255	
SV013	-6462.359	5203.727	-7564.483	-5778.255	
SV014	-4082.528	4151.485	-7005.540	-4399.305	
SV015	-4082.528	4151.485	-7005.540	-4399.305	
SV016	-6339.229	5545.294	-7690.583	-5437.937	
SV017	-6339.229	5545.294	-7690.583	-5437.937	
SV018	-6339.229	5545.294	-7690.583	-5437.937	
SV019	-6339.229	5545.294	-7690.583	-5437.937	
SV020	-5718.049	5203.727	-8308.793	-5778.255	
SV021	-5718.049	5203.727	-8308.793	-5778.255	
SV022	-5289.750	4151.485	-5798.318	-4399.305	

② 두부보 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점4)		S3(절점10)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	-26.788	2667.678	-6038.248	5516.039	-5921.227	-5409.169
SV002	-26.788	2667.678	-6038.248	5516.039	-5921.227	-5409.169
SV003	-26.788	2408.783	-5481.624	5174.472	-6475.116	-5749.487
SV004	576.823	1955.883	-3904.278	4122.230	-6176.794	-4370.537
SV005	345.367	2667.678	-5666.093	5516.039	-6665.537	-5409.169
SV006	345.367	2667.678	-5666.093	5516.039	-6665.537	-5409.169
SV007	345.367	2408.783	-5109.469	5174.472	-7219.426	-5749.487
SV008	-26.788	2667.678	-6038.248	5516.039	-5921.227	-5409.169
SV009	-26.788	2667.678	-6038.248	5516.039	-5921.227	-5409.169
SV010	-26.788	2667.678	-6038.248	5516.039	-5921.227	-5409.169
SV011	-26.788	2667.678	-6038.248	5516.039	-5921.227	-5409.169
SV012	-26.788	2408.783	-5481.624	5174.472	-6475.116	-5749.487
SV013	-26.788	2408.783	-5481.624	5174.472	-6475.116	-5749.487
SV014	576.823	1955.883	-3904.278	4122.230	-6176.794	-4370.537
SV015	576.823	1955.883	-3904.278	4122.230	-6176.794	-4370.537
SV016	345.367	2667.678	-5666.093	5516.039	-6665.537	-5409.169
SV017	345.367	2667.678	-5666.093	5516.039	-6665.537	-5409.169
SV018	345.367	2667.678	-5666.093	5516.039	-6665.537	-5409.169
SV019	345.367	2667.678	-5666.093	5516.039	-6665.537	-5409.169
SV020	345.367	2408.783	-5109.469	5174.472	-7219.426	-5749.487
SV021	345.367	2408.783	-5109.469	5174.472	-7219.426	-5749.487
SV022	-26.788	1955.883	-4507.889	4122.230	-4969.572	-4370.537

구 분	S4(절점 12)	
	M(kN.m)	V(kN)
SV001	-24.463	-2621.265
SV002	-24.463	-2621.265
SV003	-24.463	-2878.888
SV004	-628.074	-2178.635
SV005	-396.618	-2621.265
SV006	-396.618	-2621.265
SV007	-396.618	-2878.888
SV008	-24.463	-2621.265
SV009	-24.463	-2621.265
SV010	-24.463	-2621.265
SV011	-24.463	-2621.265
SV012	-24.463	-2878.888
SV013	-24.463	-2878.888
SV014	-628.074	-2178.635
SV015	-628.074	-2178.635
SV016	-396.618	-2621.265
SV017	-396.618	-2621.265
SV018	-396.618	-2621.265
SV019	-396.618	-2621.265
SV020	-396.618	-2878.888
SV021	-396.618	-2878.888
SV022	-24.463	-2178.635

7.3 계수하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 13

(교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-16898.257	-1119.857	0.000	-17694.650	-1119.857	0.000	
UL002	-16898.257	-1119.857	0.000	-17694.650	-1119.857	0.000	
UL003	-16895.571	2843.754	0.000	-17691.964	2843.754	0.000	
UL004	-11668.509	5878.838	-925.394	-12464.902	13215.527	-955.366	
UL005	-14830.682	2680.443	-540.683	-15627.075	6957.074	-555.669	
UL006	-14830.682	2680.443	-540.683	-15627.075	6957.074	-555.669	
UL007	-14829.058	5077.045	-540.683	-15625.451	9353.676	-555.669	
UL008	-14830.682	-303.415	0.000	-15627.075	-303.415	0.000	
UL009	-14830.682	-303.415	0.000	-15627.075	-303.415	0.000	
UL010	-14830.682	-303.415	0.000	-15627.075	-303.415	0.000	
UL011	-14830.682	-303.415	0.000	-15627.075	-303.415	0.000	
UL012	-14829.058	2093.187	0.000	-15625.451	2093.187	0.000	
UL013	-14829.058	2093.187	0.000	-15625.451	2093.187	0.000	
UL014	-11219.720	5652.728	-889.802	-11985.482	12707.237	-918.621	
UL015	-11219.720	5652.728	-889.802	-11985.482	12707.237	-918.621	
UL016	-14260.271	2577.349	-519.887	-15026.034	6689.494	-534.297	
UL017	-14260.271	2577.349	-519.887	-15026.034	6689.494	-534.297	
UL018	-14260.271	2577.349	-519.887	-15026.034	6689.494	-534.297	
UL019	-14260.271	2577.349	-519.887	-15026.034	6689.494	-534.297	
UL020	-14258.710	4881.774	-519.887	-15024.472	8993.919	-534.297	
UL021	-14258.710	4881.774	-519.887	-15024.472	8993.919	-534.297	
UL022	-8975.776	6476.734	977.750	-9588.386	12785.834	1133.030	
UL023	-14830.682	-303.415	0.000	-15627.075	-303.415	0.000	
UL024	-14830.682	-303.415	0.000	-15627.075	-303.415	0.000	
UL025	-14829.058	2093.187	0.000	-15625.451	2093.187	0.000	
UL026	-10770.931	5426.619	-854.210	-11506.063	12198.948	-881.877	

2) 교축직각방향(편심최대)

① 기동 : 부재번호 13

(교직방향)

하중	기동상단			기동하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UE001	-14205.524	-1337.995	0.000	-14818.134	-1337.995	0.000	
UE002	-14205.524	-1337.995	0.000	-14818.134	-1337.995	0.000	
UE003	-14202.839	2625.617	0.000	-14815.449	2625.617	0.000	
UE004	-8975.776	5660.701	-925.394	-9588.386	12997.390	-955.366	
UE005	-12137.949	2462.306	-540.683	-12750.559	6738.937	-555.669	
UE006	-12137.949	2462.306	-540.683	-12750.559	6738.937	-555.669	
UE007	-12136.325	4858.908	-540.683	-12748.935	9135.539	-555.669	
UE008	-12137.949	-521.552	0.000	-12750.559	-521.552	0.000	
UE009	-12137.949	-521.552	0.000	-12750.559	-521.552	0.000	
UE010	-12137.949	-521.552	0.000	-12750.559	-521.552	0.000	
UE011	-12137.949	-521.552	0.000	-12750.559	-521.552	0.000	
UE012	-12136.325	1875.050	0.000	-12748.935	1875.050	0.000	
UE013	-12136.325	1875.050	0.000	-12748.935	1875.050	0.000	
UE014	-8526.987	5434.591	-889.802	-9108.967	12489.100	-918.621	
UE015	-8526.987	5434.591	-889.802	-9108.967	12489.100	-918.621	
UE016	-11567.538	2359.212	-519.887	-12149.518	6471.357	-534.297	
UE017	-11567.538	2359.212	-519.887	-12149.518	6471.357	-534.297	
UE018	-11567.538	2359.212	-519.887	-12149.518	6471.357	-534.297	
UE019	-11567.538	2359.212	-519.887	-12149.518	6471.357	-534.297	
UE020	-11565.977	4663.637	-519.887	-12147.957	8775.782	-534.297	
UE021	-11565.977	4663.637	-519.887	-12147.957	8775.782	-534.297	
UE022	-8975.776	2643.660	977.750	-9588.386	4746.694	1133.030	
UE023	-12137.949	-521.552	0.000	-12750.559	-521.552	0.000	
UE024	-12137.949	-521.552	0.000	-12750.559	-521.552	0.000	
UE025	-12136.325	1875.050	0.000	-12748.935	1875.050	0.000	
UE026	-8078.198	5208.482	-854.210	-8629.547	11980.811	-881.877	

3) 교축방향

(교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-16898.257	-1.176	0.000	-17694.650	-1.176	0.000	
ULB02	-16898.257	-1.176	0.000	-17694.650	-1.176	0.000	
ULB03	-16895.571	-1.178	0.000	-17691.964	-1.178	0.000	
ULB04	-11668.509	-127.582	65.392	-12464.902	-756.251	95.364	
ULB05	-14830.682	-64.423	32.696	-15627.075	-378.757	47.682	
ULB06	-14830.682	-64.423	32.696	-15627.075	-378.757	47.682	
ULB07	-14829.058	-64.424	32.696	-15625.451	-378.759	47.682	
ULB08	-14830.682	-2563.932	846.128	-15627.075	-9163.734	846.128	
ULB09	-14830.682	2561.912	-846.128	-15627.075	9161.713	-846.128	
ULB10	-14830.682	-2563.932	846.128	-15627.075	-9163.734	846.128	
ULB11	-14830.682	2561.912	-846.128	-15627.075	9161.713	-846.128	
ULB12	-14829.058	-2563.933	846.128	-15625.451	-9163.735	846.128	
ULB13	-14829.058	2561.911	-846.128	-15625.451	9161.712	-846.128	
ULB14	-11219.720	-2587.023	876.462	-11985.482	-9537.475	905.281	
ULB15	-11219.720	2341.674	-750.708	-11985.482	8083.147	-721.889	
ULB16	-14260.271	-2526.293	845.023	-15026.034	-9174.501	859.433	
ULB17	-14260.271	2402.403	-782.147	-15026.034	8446.121	-767.737	
ULB18	-14260.271	-2526.293	845.023	-15026.034	-9174.501	859.433	
ULB19	-14260.271	2402.403	-782.147	-15026.034	8446.121	-767.737	
ULB20	-14258.710	-2526.294	845.023	-15024.472	-9174.502	859.433	
ULB21	-14258.710	2402.402	-782.147	-15024.472	8446.120	-767.737	
ULB22	-8975.776	2869.098	1118.730	-9588.386	6650.378	1245.650	
ULB23	-14830.682	-1.010	0.000	-15627.075	-1.010	0.000	
ULB24	-14830.682	-1.010	0.000	-15627.075	-1.010	0.000	
ULB25	-14829.058	-1.011	0.000	-15625.451	-1.011	0.000	
ULB26	-10770.931	-117.768	60.362	-11506.063	-698.078	88.028	

4) 교축방향(편심최대)

(교축방향)

하중	기동상단			기동하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UEB01	-14205.524	-1.001	0.000	-14818.134	-1.001	0.000	
UEB02	-14205.524	-1.001	0.000	-14818.134	-1.001	0.000	
UEB03	-14202.839	-1.003	0.000	-14815.449	-1.003	0.000	
UEB04	-8975.776	-127.407	65.392	-9588.386	-756.076	95.364	
UEB05	-12137.949	-64.248	32.696	-12750.559	-378.583	47.682	
UEB06	-12137.949	-64.248	32.696	-12750.559	-378.583	47.682	
UEB07	-12136.325	-64.249	32.696	-12748.935	-378.584	47.682	
UEB08	-12137.949	-2563.758	846.128	-12750.559	-9163.559	846.128	
UEB09	-12137.949	2562.087	-846.128	-12750.559	9161.888	-846.128	
UEB10	-12137.949	-2563.758	846.128	-12750.559	-9163.559	846.128	
UEB11	-12137.949	2562.087	-846.128	-12750.559	9161.888	-846.128	
UEB12	-12136.325	-2563.759	846.128	-12748.935	-9163.560	846.128	
UEB13	-12136.325	2562.085	-846.128	-12748.935	9161.887	-846.128	
UEB14	-8526.987	-2586.848	876.462	-9108.967	-9537.301	905.281	
UEB15	-8526.987	2341.848	-750.708	-9108.967	8083.321	-721.889	
UEB16	-11567.538	-2526.118	845.023	-12149.518	-9174.326	859.433	
UEB17	-11567.538	2402.578	-782.147	-12149.518	8446.296	-767.737	
UEB18	-11567.538	-2526.118	845.023	-12149.518	-9174.326	859.433	
UEB19	-11567.538	2402.578	-782.147	-12149.518	8446.296	-767.737	
UEB20	-11565.977	-2526.120	845.023	-12147.957	-9174.327	859.433	
UEB21	-11565.977	2402.577	-782.147	-12147.957	8446.295	-767.737	
UEB22	-8975.776	955.978	1118.730	-9588.386	2216.405	1245.650	
UEB23	-12137.949	-0.836	0.000	-12750.559	-0.836	0.000	
UEB24	-12137.949	-0.836	0.000	-12750.559	-0.836	0.000	
UEB25	-12136.325	-0.837	0.000	-12748.935	-0.837	0.000	
UEB26	-8078.198	-117.593	60.362	-8629.547	-697.903	88.028	

5) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재6, 절점6)		우측 (부재7, 절점8)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-10733.321	8393.620	-10005.918	-7952.155	
UL002	-10733.321	8393.620	-10005.918	-7952.155	
UL003	-9397.783	7659.251	-11335.069	-8683.839	
UL004	-5307.286	5396.931	-9107.201	-5719.097	
UL005	-8240.998	7208.883	-9997.758	-7069.318	
UL006	-8240.998	7208.883	-9997.758	-7069.318	
UL007	-7433.463	6764.845	-10801.431	-7511.732	
UL008	-9208.601	7208.883	-9030.156	-7069.318	
UL009	-9208.601	7208.883	-9030.156	-7069.318	
UL010	-9208.601	7208.883	-9030.156	-7069.318	
UL011	-9208.601	7208.883	-9030.156	-7069.318	
UL012	-8401.066	6764.845	-9833.828	-7511.732	
UL013	-8401.066	6764.845	-9833.828	-7511.732	
UL014	-5103.160	5189.357	-8756.924	-5499.131	
UL015	-5103.160	5189.357	-8756.924	-5499.131	
UL016	-7924.036	6931.618	-9613.229	-6797.421	
UL017	-7924.036	6931.618	-9613.229	-6797.421	
UL018	-7924.036	6931.618	-9613.229	-6797.421	
UL019	-7924.036	6931.618	-9613.229	-6797.421	
UL020	-7147.561	6504.659	-10385.991	-7222.819	
UL021	-7147.561	6504.659	-10385.991	-7222.819	
UL022	-5289.750	4151.485	-5798.318	-4399.305	
UL023	-9208.601	7208.883	-9030.156	-7069.318	
UL024	-9208.601	7208.883	-9030.156	-7069.318	
UL025	-8401.066	6764.845	-9833.828	-7511.732	
UL026	-4899.033	4981.782	-8406.647	-5279.166	

② 두부분 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점4)		S3(절점10)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	-34.824	4073.007	-9150.528	8355.588	-8506.501	-7914.757
UL002	-34.824	4073.007	-9150.528	8355.588	-8506.501	-7914.757
UL003	-34.824	3516.383	-7953.785	7621.219	-9697.363	-8646.441
UL004	749.870	2542.648	-5075.561	5358.899	-8029.833	-5681.698
UL005	448.977	3467.982	-7365.921	7170.850	-8665.198	-7031.920
UL006	448.977	3467.982	-7365.921	7170.850	-8665.198	-7031.920
UL007	448.977	3131.418	-6642.309	6726.813	-9385.254	-7474.333
UL008	-34.824	3467.982	-7849.722	7170.850	-7697.595	-7031.920
UL009	-34.824	3467.982	-7849.722	7170.850	-7697.595	-7031.920
UL010	-34.824	3467.982	-7849.722	7170.850	-7697.595	-7031.920
UL011	-34.824	3467.982	-7849.722	7170.850	-7697.595	-7031.920
UL012	-34.824	3131.418	-7126.111	6726.813	-8417.651	-7474.333
UL013	-34.824	3131.418	-7126.111	6726.813	-8417.651	-7474.333
UL014	721.029	2444.854	-4880.347	5152.787	-7720.993	-5463.172
UL015	721.029	2444.854	-4880.347	5152.787	-7720.993	-5463.172
UL016	431.709	3334.598	-7082.616	6895.048	-8331.921	-6761.462
UL017	431.709	3334.598	-7082.616	6895.048	-8331.921	-6761.462
UL018	431.709	3334.598	-7082.616	6895.048	-8331.921	-6761.462
UL019	431.709	3334.598	-7082.616	6895.048	-8331.921	-6761.462
UL020	431.709	3010.979	-6386.836	6468.090	-9024.283	-7186.859
UL021	431.709	3010.979	-6386.836	6468.090	-9024.283	-7186.859
UL022	-26.788	1955.883	-4507.889	4122.230	-4969.572	-4370.537
UL023	-34.824	3467.982	-7849.722	7170.850	-7697.595	-7031.920
UL024	-34.824	3467.982	-7849.722	7170.850	-7697.595	-7031.920
UL025	-34.824	3131.418	-7126.111	6726.813	-8417.651	-7474.333
UL026	692.188	2347.060	-4685.133	4946.676	-7412.153	-5244.645

구 분	S4(절점 12)	
	M(kN.m)	V(kN)
UL001	-31.802	-3783.880
UL002	-31.802	-3783.880
UL003	-31.802	-4337.769
UL004	-816.497	-2832.225
UL005	-515.604	-3407.644
UL006	-515.604	-3407.644
UL007	-515.604	-3742.554
UL008	-31.802	-3407.644
UL009	-31.802	-3407.644
UL010	-31.802	-3407.644
UL011	-31.802	-3407.644
UL012	-31.802	-3742.554
UL013	-31.802	-3742.554
UL014	-785.093	-2723.293
UL015	-785.093	-2723.293
UL016	-495.773	-3276.581
UL017	-495.773	-3276.581
UL018	-495.773	-3276.581
UL019	-495.773	-3276.581
UL020	-495.773	-3598.610
UL021	-495.773	-3598.610
UL022	-24.463	-2178.635
UL023	-31.802	-3407.644
UL024	-31.802	-3407.644
UL025	-31.802	-3742.554
UL026	-753.689	-2614.362

8. 두부보 설계

8.1 내민보의 설계 : 좌측 (절점 6)

1) 내민길이의 산정

: 원형이나 정다각형 기둥인 경우 내민 길이는 정사각형 기둥단면으로 치환하여 구한다.

[도로교 설계기준 5.4.4.1]

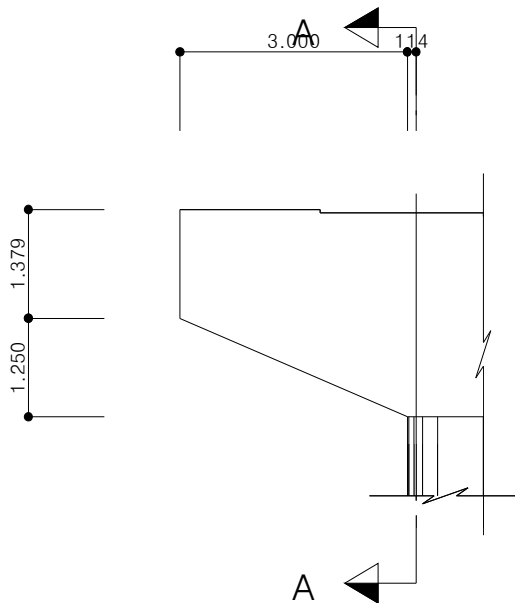
① 기둥의 단면적

$$A = \pi \times 2.000^2 / 4 = 3.142 \text{ m}^2$$

② 치환단면의 한변길이

$$L = \sqrt{3.142} = 1.772 \text{ m}$$

☞ 위험단면은 기둥끝단으로부터 $0.114\text{m} (= 1.000 - 1.772/2)$ 에 위치한다.



2) 브래킷 판정

① 위험단면에서의 작용력 : 『단면력 집계』 참조

$$V_u = 8393.620 \text{ kN} - \text{"UL0-01"}$$

$$M_u = 10733.321 \text{ kN.m}$$

$$N_u = 0.000 \text{ kN}$$

② 브래킷 판정

$$a = 10733.321 / 8393.620 = 1.279 \text{ m}$$

$$d = 2.500 - 0.150 = 2.350 \text{ m}$$

$$a/d = 1.279 / 2.350 = 0.544 \leq 1.0 \therefore \text{브래킷으로 검토}$$

3) 브래킷 검토

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $\Phi=0.80$, $\Phi f=0.80$, $\Phi v=0.80$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	외단깊이(mm)	$V_u(\text{kN})$
2400.0	2500.0	2350.0	100.0	2143.7	8393.6

$a = 1278.748 \text{ mm}$, $d = 2350.000 \text{ mm}$

$a / d (= 0.544) \leq 1 \rightarrow$ Bracket으로 설계. [콘크리트 구조설계기준] 7.9.2

지압면의 외단깊이 $\geq 0.5d$, $2143.689 \text{ mm} \geq 0.5 \times 2350.000 \text{ mm} \therefore \text{O.K}$

① 설계 단면력 산정

$$V_u = 8393.620 \text{ kN}$$

$$N_{uc} = 0.20 \times 8393.620 = 1678.724 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} M_u &= M_u' + N_{uc} \times (h - d) \\ &= 10733.321 + 1678.724 \times (2.500 - 2.350) \\ &= 10985.130 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

② 전단마찰철근(A_{vf})의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우, [도로교 설계기준] 4.4.6.4

$$\begin{aligned} V_{n\_max} &\leq 0.2 \times f_{ck} \times b_o \times d, 5.6 \times b_o \times d \\ &\leq 0.2 \times 27 \times 2400.000 \times 2350.000 = 30456.000 \text{ kN} \\ &\leq 5.6 \times 2400.000 \times 2350.000 = 31584.000 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\Phi V_{n\_max} = 0.80 \times 30456.000 = 24364.800 \text{ kN} \geq V_u (=8393.620 \text{ kN}) \therefore \text{O.K}$$

$$\begin{aligned} A_{vf} &= \frac{V_u}{\Phi v \times f_y \times \mu} \quad (\Phi v=0.80, \mu=1.4\lambda, \lambda=1.0; \text{일체로 친 보통 콘크리트}) \\ &= 8393620.000 / (0.80 \times 400 \times 1.4) \\ &= 18735.759 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

③ 휨모멘트 철근(A_f)의 설계

$$M_u = 10733.321 + 1678.724 \times (2.500 - 2.350) = 10985.130 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned} a &= \frac{M_u}{\Phi \times A_f \times f_y} \\ &= \frac{10985.130}{0.80 \times f_y \times B} \\ M_n &= M_u / \Phi = A_f \times f_y \times (d - a/2) \rightarrow \text{위의 } a \text{를 대입하여 } A_f \text{를 이차방정식으로 푼다.} \\ d - \sqrt{[d^2 - 4 \times M_n / (1.7 \times f_{ck} \times B \times \Phi)]} \\ A_f &= \frac{2 \times M_n}{f_y \times (1.7 \times f_{ck} \times B)} \\ &= 14976.094 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

④ 수평인장 철근(A_n)의 설계

$$N_{uc} = 0.20 \times 8393.620 = 1678.724 \text{ kN}$$

$$A_n = N_{uc} / (\Phi \times f_y) = 5246.013 \text{ mm}^2$$

⑤ 주인장철근(As)의 산정

주인장철근의 단면적은 (Af + An)과 (2/3 Avf + An) 중 큰값을 취한다.

$$\rightarrow As = 20222.106 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} As(\min) &= 0.04 \times (f_{ck} / f_y) \times B \times d \\ &= 0.04 \times (27 / 400) \times 2400.000 \times 2350.000 \\ &= 15228.000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Use } As = 24411.200 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 } 150.00 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : H29-10.0EA + H29-9.0EA, \quad d1 = 100.00 \text{ mm}$$

$$2\text{단} : H29-10.0EA + H29-9.0EA, \quad d2 = 200.00 \text{ mm}$$

$$\text{Use } As \geq 20222.106 \text{ mm}^2, \quad 15228.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

⑥ 폐쇄 스테럽, 띠철근(Ah)의 산정

$$\begin{aligned} Ah &= 0.5 \times (As - An) = 0.5 \times (20222.106 - 5246.013) \\ &= 7488.047 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{사용철근량 (1단)} : H19 - 6.0 EA = 1719.000 \text{ mm}^2$$

$$\text{철근의 배치 범위} : 2/3 d = 2/3 \times 2350.00 = 1566.67 \text{ mm} \text{ 구간에 } 7.0 \text{ 단 설치}$$

$$\blacktriangleright \text{사용철근량(7.0단)} : H19 - 42.00 EA = 12033.000 \text{ mm}^2 \geq 7488.047 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

4) 외측빔 검토 : 깊은보로 검토

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

$$a = 1.3 < 2d(=4.800) \quad \therefore \text{깊은 보로 전단설계}$$

$$- a/2 = 0.639 \text{ m} \quad (< d = 2.400 \text{ m}) \quad L \text{ 위험단면 위치}$$

$$- Vu = 4348.071 \text{ kN} - \text{"UL0-02}$$

$$\text{부재번호} : 3 \quad (1\text{단} : \text{절점3, } J\text{단} : \text{절점4}) \quad \text{부재길이(L)} : 1.075 \text{ m}$$

$$Vui = 4234.503 \text{ kN} (1\text{단}), \quad Vuj = 4429.957 \text{ kN} (J\text{단})$$

$$\text{검토위치}(Lc) = 2.475 \text{ m} \quad (\text{두부보 좌측단에서의 거리})$$

$$Vu = Vui + (Vuj - Vui)/L \times (Lc - 1\text{단 좌표})$$

$$= 4234.503 + (4429.957 - 4234.503)/1.075 \times (2.475 - 1.850)$$

$$= 4348.071 \text{ kN}$$

★ 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2400.0	2557.5	2350.0	4348.1	27.0	400.0

★ 최대전단강도 검토

$$\Phi_{\text{Max}} V_n = \Phi \times 5 \times \sqrt{f_{ck}} / 6 \times b \times d$$

$$= 0.80 \times 5 \times \sqrt{27} / 6 \times 2400.00 \times 2350.00$$

$$= 19537.533 \text{ kN} \geq Vu(= 4348.071 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K}$$

★ 콘크리트의 전단강도

$$\Phi V_c = 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 2400.00 \times 2350.00 = 3907.507 \text{ kN}$$

$$< Vu (= 4348.071 \text{ kN}), \quad \text{전단보강 필요.}$$

★ 전단철근의 전단강도

㉠ 수직 전단철근

$$s = 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$A_v = H_{19} - 6.0 \text{ EA } (=1719.000 \text{ mm}^2) \geq 0.0025 \times b \times s \quad (=1500.000 \text{ mm}^2) \quad \therefore \text{O.K}$$

㉡ 수평 전단철근

$$s_h = 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$A_{vh} = H_{19} - 6.0 \text{ EA } (=1719.000 \text{ mm}^2) \geq 0.0015 \times b \times s_h \quad (=900.000 \text{ mm}^2) \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\rightarrow V_s = [A_v/s \times (1+L_n/d)/12 + A_{vh}/s_h \times (1-L_n/d)/12] \times f_y \times d = 6463.440 \text{ kN}$$

★ 설계 전단강도

$$\Phi V_n = \Phi \times (S_s + S_c) = 0.80 \times (6463.440 + 4884.383)$$

$$= 9078.259 \text{ kN} \geq V_u (= 4348.071 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K}$$

5) 수평력에 의한 검토

- 교축방향 지진시 수평력과 두부보관성력으로 교축방향 모멘트를 산정

→ 두부보자중에 의한 관성력 산정 : 설계수평진도 ($K_h = 0.154 \times 1.200 = 0.185$)

$$w_1 = 1.379 \times 3.114 \times 2.400 \times 25.000 \times 0.185 = 47.666 \text{ kN}$$

$$w_2 = 1.250 \times (3.114 - 0.114) / 2 \times 2.400 \times 25.000 \times 0.185 = 20.813 \text{ kN}$$

$$w_3 = 1.250 \times (3.114 - 3.000) \times 2.400 \times 25.000 \times 0.185 = 1.582 \text{ kN}$$

$$V_c = 47.666 + 20.813 + 1.582 = 70.060 \text{ kN}$$

$$M_c = 47.666 \times 1.557 + 20.813 \times 1.114 + 1.582 \times 0.057 = 97.491 \text{ kN.m}$$

$$V_u = 129.048 + 126.908 + 129.994 + 127.946 + 70.060(V_c)$$

$$= 583.956 \text{ kN}$$

$$M_u = 129.048 \times 2.339 + 126.908 \times 0.189 + 129.994 \times 2.339 +$$

$$127.946 \times 0.189 + 97.491(M_c)$$

$$= 751.557 \text{ kN.m}$$

★ 단면제원 및 설계가정

$$f_{ck} = 27 \text{ MPa}, f_y = 400 \text{ MPa}, k_1 = 0.85, \Phi_f = 0.85, \Phi_v = 0.80$$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2500.0	2400.0	2300.0	100.0	751.6	584.0

★ 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 4436.300 \times 400.00 = 1774520.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 2500.000 = 57375.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 30.928 \text{ mm, } c = 30.928 / \beta_1 = 30.928 / 0.85 = 36.386 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2300.00 - 36.386) / 36.386 = 0.18663$$

$$\epsilon_t \geq 0.00500 \text{ 이므로 인장지배단면이며, } \Phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.}$$

★ 필요철근량 산정

$$M_u / \Phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \text{①}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \text{②}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 962.475 \text{ mm}^2$$

★ 사용철근량 = 4436.3 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 4.609]

1단 : H19 - 11.0 EA, H29 - 2.0 EA (= 4436.3 mm²)

★ 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \quad \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00077$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use}, A_s \geq A_s(req) \times 4/3 \rightarrow \text{철근비 만족}, \quad \therefore \text{O.K (콘.설 6.3.2)}$$

★ 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 30.928 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 4436.300 \times 400 \times (2300.00 - a/2) = 3445.861 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 751.557 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 4.585]}$$

★ 전단에 대한 검토 (d = 2300.00 mm)

$$\Phi V_c = 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 2500.00 \times 2300.00 = 3983.717 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c/2 \geq V_u (= 583.956 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

6) 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 7083.539 \times 1000000 / [24411.200 \times (2350.000 - 511.644/3)]$$

$$= 133.142 \text{ MPa}$$

$$\chi = -n A_s / b + n A_s / b \sqrt{1 + 2 b d / (n A_s)}$$

$$= -7 \times 24411.200 / 2400.0 + 7 \times 24411.200 / 2400.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 2400.0 \times 2350.0 / (7 \times 24411.200)}$$

$$= 511.644 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 24411.2 \text{ mm}^2 \text{ (철근도심 : 150.0 mm)}$$

$$1\text{단} : \text{H29} - 19.0 \text{ EA} (= 12205.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H29} - 19.0 \text{ EA} (= 12205.6 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 29/2 = 85.50 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 133.14) - 2.5 \times 85.50 = 377.73 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 133.14) = 473.18 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 377.73 mm 를 적용

$$S = 2400.00 / 19.0 \text{ EA} = 126.32 \leq S_a (= 377.73 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

7) 수평력 검토에 의한 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 751.557 \times 1000000 / [4436.300 \times (2300.000 - 226.940/3)] \\ = 76.162 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 4436.300/2500.0 + 7 \times 4436.300/2500.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 2500.0 \times 2300.0)/(7 \times 4436.300)]} \\ = 226.940 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 4436.3 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 : } 100.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : H19 - 11.0 \text{ EA}, H29 - 2.0 \text{ EA} \quad (= 4436.3 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 29/2 = 85.50 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{\min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 76.16) - 2.5 \times 85.50 = 820.23 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 76.16) = 827.19 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 820.23 mm 를 적용

$$S = 2500.00 / 13.0 \text{ EA} = 192.31 \leq S_a (= 820.23 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

8.2 내민보의 설계 : 우측 (절점 8)

1) 내민길이의 산정

: 원형이나 정다각형 기둥인 경우 내민 길이는 정사각형 기둥단면으로 치환하여 구한다.

[도로교 설계기준 5.4.4.1]

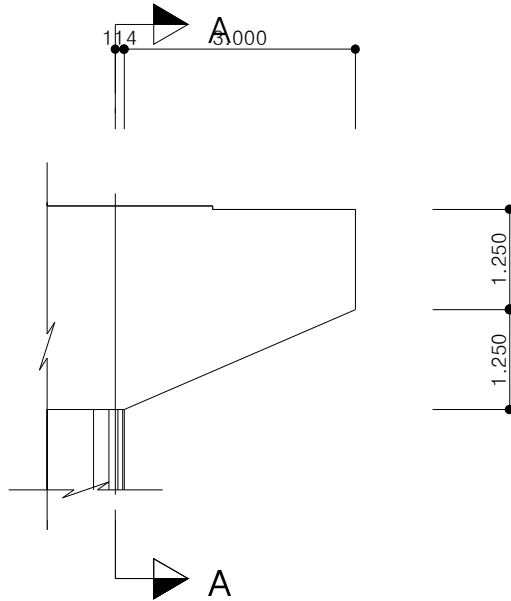
① 기둥의 단면적

$$A = \pi \times 2.000^2 / 4 = 3.142 \text{ m}^2$$

② 치환단면의 한변길이

$$L = \sqrt{3.142} = 1.772 \text{ m}$$

☞ 위험단면은 기둥끝단으로부터 $0.114\text{m}(= 1.000 - 1.772/2)$ 에 위치한다.



2) 브래킷 판정

① 위험단면에서의 작용력 : 『단면력 집계』 참조

$$V_u = 8683.839 \text{ kN} - \text{"UL0-03"}$$

$$M_u = 11335.069 \text{ kN.m}$$

$$N_u = 0.000 \text{ kN}$$

② 브래킷 판정

$$a = 11335.069 / 8683.839 = 1.305 \text{ m}$$

$$d = 2.500 - 0.150 = 2.350 \text{ m}$$

$$a/d = 1.305 / 2.350 = 0.555 \leq 1.0 \quad \therefore \text{브래킷으로 검토}$$

3) 브래킷 검토

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $\Phi=0.80$, $\Phi f=0.80$, $\Phi v=0.80$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	외단깊이(mm)	$V_u(\text{kN})$
2400.0	2500.0	2350.0	100.0	2003.6	8683.8

$a = 1305.306 \text{ mm}$, $d = 2350.000 \text{ mm}$

$a / d (= 0.555) \leq 1 \rightarrow$ Bracket으로 설계. [콘크리트 구조설계기준] 7.9.2

지압면의 외단깊이 $\geq 0.5d$, $2003.622 \text{ mm} \geq 0.5 \times 2350.000 \text{ mm} \therefore \text{O.K}$

① 설계 단면력 산정

$$V_u = 8683.839 \text{ kN}$$

$$N_{uc} = 0.20 \times 8683.839 = 1736.768 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} M_u &= M_u' + N_{uc} \times (h - d) \\ &= 11335.069 + 1736.768 \times (2.500 - 2.350) \\ &= 11595.584 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

② 전단마찰철근(A_{vf})의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우, [도로교 설계기준] 4.4.6.4

$$\begin{aligned} V_{n\_max} &\leq 0.2 \times f_{ck} \times b_o \times d, 5.6 \times b_o \times d \\ &\leq 0.2 \times 27 \times 2400.000 \times 2350.000 = 30456.000 \text{ kN} \\ &\leq 5.6 \times 2400.000 \times 2350.000 = 31584.000 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\Phi V_{n\_max} = 0.80 \times 30456.000 = 24364.800 \text{ kN} \geq V_u (=8683.839 \text{ kN}) \therefore \text{O.K}$$

$$\begin{aligned} A_{vf} &= \frac{V_u}{\Phi v \times f_y \times \mu} \quad (\Phi v=0.80, \mu=1.4\lambda, \lambda=1.0; \text{일체로 친 보통 콘크리트}) \\ &= 8683839.000 / (0.80 \times 400 \times 1.4) \\ &= 19383.569 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

③ 휨모멘트 철근(A_f)의 설계

$$M_u = 11335.069 + 1736.768 \times (2.500 - 2.350) = 11595.584 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned} a &= \frac{M_u}{\Phi \times A_f \times f_y} \\ &= \frac{11595.584}{0.80 \times f_y \times B} \\ M_n &= M_u / \Phi = A_f \times f_y \times (d - a/2) \rightarrow \text{위의 } a \text{를 대입하여 } A_f \text{를 이차방정식으로 푼다.} \\ d - \sqrt{[d^2 - 4 \times M_n / (1.7 \times f_{ck} \times B \times \Phi)]} \\ A_f &= \frac{M_n}{f_y \times (d - a/2)} \\ &= 15831.113 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

④ 수평인장 철근(A_n)의 설계

$$N_{uc} = 0.20 \times 8683.839 = 1736.768 \text{ kN}$$

$$A_n = N_{uc} / (\Phi \times f_y) = 5427.399 \text{ mm}^2$$

⑤ 주인장철근(As)의 산정

주인장철근의 단면적은 (Af + An)과 (2/3 Avf + An) 중 큰값을 취한다.

$$\rightarrow As = 21258.512 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} As(\min) &= 0.04 \times (f_{ck} / f_y) \times B \times d \\ &= 0.04 \times (27 / 400) \times 2400.000 \times 2350.000 \\ &= 15228.000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Use } As = 24411.200 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 } 150.00 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : H29-10.0EA + H29-9.0EA, \quad d1 = 100.00 \text{ mm}$$

$$2\text{단} : H29-10.0EA + H29-9.0EA, \quad d2 = 200.00 \text{ mm}$$

$$\text{Use } As \geq 21258.512 \text{ mm}^2, \quad 15228.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore 0.K$$

⑥ 폐쇄 스토퍼, 띠철근(Ah)의 산정

$$\begin{aligned} Ah &= 0.5 \times (As - An) = 0.5 \times (21258.512 - 5427.399) \\ &= 7915.556 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{사용철근량 (1단)} : H19 - 6.0 EA = 1719.000 \text{ mm}^2$$

$$\text{철근의 배치 범위} : 2/3 d = 2/3 \times 2350.00 = 1566.67 \text{ mm} \text{ 구간에 } 7.0 \text{ 단 설치}$$

$$\blacktriangleright \text{사용철근량}(7.0\text{단}) : H19 - 42.00 EA = 12033.000 \text{ mm}^2 \geq 7915.556 \text{ mm}^2 \quad \therefore 0.K$$

4) 외측빔 검토 : 깊은보로 검토

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

$$a = 1.3 < 2d(=4.800) \quad \therefore \text{깊은 보로 전단설계}$$

$$- a/2 = 0.653 \text{ m} \quad (< d = 2.400 \text{ m}) \quad L \text{ 위험단면 위치}$$

$$- Vu = 4597.551 \text{ kN} - "UL0-03"$$

$$\text{부재번호} : 10 \text{ (I단 : 절점10, J단 : 절점11)} \quad \text{부재길이}(L) : 1.075 \text{ m}$$

$$V_{ui} = -4680.296 \text{ kN (I단)}, \quad V_{uj} = -4488.448 \text{ kN (J단)}$$

$$\text{검토위치}(L_c) = 5.539 \text{ m} \text{ (두부보 좌측단에서의 거리)}$$

$$\begin{aligned} Vu &= V_{ui} + (V_{uj} - V_{ui})/L \times (L_c - \text{I단 좌표}) \\ &= -4680.296 + (-4488.448 - -4680.296)/1.075 \times (5.539 - 5.075) \\ &= -4597.551 \text{ kN} \end{aligned}$$

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2400.0	2610.6	2350.0	4597.6	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

$$\begin{aligned} \Phi_{\text{Max}} V_n &= \Phi \times 5 \times \sqrt{f_{ck}} / 6 \times b \times d \\ &= 0.80 \times 5 \times \sqrt{27} / 6 \times 2400.00 \times 2350.00 \\ &= 19537.533 \text{ kN} \geq Vu(= 4597.551 \text{ kN}) \quad \therefore 0.K \end{aligned}$$

* 콘크리트의 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_c &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 2400.00 \times 2350.00 = 3907.507 \text{ kN} \\ &< Vu (= 4597.551 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.} \end{aligned}$$

★ 전단철근의 전단강도

㉠ 수직 전단철근

$$s = 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$A_v = H_{19} - 6.0 \text{ EA } (=1719.000 \text{ mm}^2) \geq 0.0025 \times b \times s \quad (=1500.000 \text{ mm}^2) \quad \therefore \text{O.K}$$

㉡ 수평 전단철근

$$s_h = 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$A_{vh} = H_{19} - 6.0 \text{ EA } (=1719.000 \text{ mm}^2) \geq 0.0015 \times b \times s_h \quad (=900.000 \text{ mm}^2) \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\rightarrow V_s = [A_v/s \times (1+L_n/d)/12 + A_{vh}/s_h \times (1-L_n/d)/12] \times f_y \times d = 6463.440 \text{ kN}$$

★ 설계 전단강도

$$\Phi V_n = \Phi \times (S_s + S_c) = 0.80 \times (6463.440 + 4884.383)$$

$$= 9078.259 \text{ kN} \geq V_u (= 4597.551 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K}$$

5) 수평력에 의한 검토

- 교축방향 지진시 수평력과 두부보관성력으로 교축방향 모멘트를 산정

→ 두부보자중에 의한 관성력 산정 : 설계수평진도 ($K_h = 0.154 \times 1.200 = 0.185$)

$$w_1 = 1.379 \times 3.114 \times 2.400 \times 25.000 \times 0.185 = 47.666 \text{ kN}$$

$$w_2 = 1.250 \times (3.114 - 0.114) / 2 \times 2.400 \times 25.000 \times 0.185 = 20.813 \text{ kN}$$

$$w_3 = 1.250 \times (3.114 - 3.000) \times 2.400 \times 25.000 \times 0.185 = 1.582 \text{ kN}$$

$$V_c = 47.666 + 20.813 + 1.582 = 70.060 \text{ kN}$$

$$M_c = 47.666 \times 1.557 + 20.813 \times 1.114 + 1.582 \times 0.057 = 97.491 \text{ kN.m}$$

$$V_u = 126.096 + 127.607 + 126.860 + 128.822 + 70.060(V_c)$$

$$= 579.445 \text{ kN}$$

$$M_u = 126.096 \times 0.189 + 127.607 \times 2.339 + 126.860 \times 0.189 +$$

$$128.822 \times 2.339 + 97.491(M_c)$$

$$= 745.087 \text{ kN.m}$$

★ 단면제원 및 설계가정

$$f_{ck} = 27 \text{ MPa}, f_y = 400 \text{ MPa}, k_1 = 0.85, \Phi_f = 0.85, \Phi_v = 0.80$$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2500.0	2400.0	2300.0	100.0	745.1	579.4

★ 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 4436.300 \times 400.00 = 1774520.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 2500.000 = 57375.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 30.928 \text{ mm, } c = 30.928 / \beta_1 = 30.928 / 0.85 = 36.386 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2300.00 - 36.386) / 36.386 = 0.18663$$

$$\epsilon_t \geq 0.00500 \text{ 이므로 인장지배단면이며, } \Phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.}$$

★ 필요철근량 산정

$$M_u / \Phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \text{①}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \text{②}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 954.176 \text{ mm}^2$$

★ 사용철근량 = 4436.3 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 4.649]

1단 : H19 - 11.0 EA, H29 - 2.0 EA (= 4436.3 mm²)

★ 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \quad \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00077$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use}, A_s \geq A_s(req) \times 4/3 \rightarrow \text{철근비 만족}, \quad \therefore \text{O.K (콘.설 6.3.2)}$$

★ 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 30.928 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 4436.300 \times 400 \times (2300.00 - a/2) = 3445.861 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 745.087 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 4.625]}$$

★ 전단에 대한 검토 (d = 2300.00 mm)

$$\Phi V_c = 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 2500.00 \times 2300.00 = 3983.717 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c/2 \geq V_u (= 579.445 \text{ kN}) , \text{ 전단보강 불필요.}$$

6) 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 8308.793 \times 1000000 / [24411.200 \times (2350.000 - 511.644/3)]$$

$$= 156.171 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)}$$

$$= -7 \times 24411.200/2400.0 + 7 \times 24411.200/2400.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 2400.0 \times 2350.0)/(7 \times 24411.200)]}$$

$$= 511.644 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 24411.2 \text{ mm}^2 \text{ (철근도심 : 150.0 mm)}$$

$$1\text{단} : \text{H29} - 19.0 \text{ EA} (= 12205.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H29} - 19.0 \text{ EA} (= 12205.6 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 29/2 = 85.50 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 156.17) - 2.5 \times 85.50 = 290.50 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 156.17) = 403.40 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 290.50 mm 를 적용

$$S = 2400.00 / 19.0 \text{ EA} = 126.32 \leq S_a (= 290.50 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

7) 수평력 검토에 의한 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 745.087 \times 1000000 / [4436.300 \times (2300.000 - 226.940/3)] \\ = 75.506 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 4436.300/2500.0 + 7 \times 4436.300/2500.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 2500.0 \times 2300.0)/(7 \times 4436.300)]} \\ = 226.940 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 4436.3 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 100.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : H19 - 11.0 \text{ EA}, H29 - 2.0 \text{ EA} \quad (= 4436.3 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 29/2 = 85.50 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{\min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 75.51) - 2.5 \times 85.50 = 829.21 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 75.51) = 834.37 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 829.21 mm 를 적용

$$S = 2500.00 / 13.0 \text{ EA} = 192.31 \leq S_a (= 829.21 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

8.3 교량받침 위치 검토

1) 받침위치1(교량받침1) : UL0-01(절점 2)

: L_n 이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

$$a = 0.009 (34.82/4073.01) < 2d(=3.204) \quad \therefore \text{깊은 보로 전단설계}$$

★ 단면제원 및 설계가정

B(mm)	L_n (mm)	d(mm)	V_u (kN)	f_{ck} (MPa)	f_y (MPa)
2400.0	2557.5	1551.9	4073.0	27.0	400.0

★ 최대전단강도 검토

$$\begin{aligned} \Phi_{\text{Max}} V_n &= \Phi \times 5 \times \sqrt{f_{ck}} / 6 \times b \times d \\ &= 0.80 \times 5 \times \sqrt{27} / 6 \times 2400.00 \times 1551.92 \\ &= 12902.393 \text{ kN} \geq V_u (= 4073.007 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

★ 콘크리트의 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_c &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 2400.00 \times 1551.92 = 2580.479 \text{ kN} \\ &< V_u (= 4073.007 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.} \end{aligned}$$

★ 전단철근의 전단강도

㉠ 수직 전단철근

$$\begin{aligned} s &= 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K.} \\ A_v &= H19 - 6.0 \text{ EA } (=1719.000 \text{ mm}^2) \geq 0.0025 \times b \times s (=1500.000 \text{ mm}^2) \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

㉡ 수평 전단철근

$$\begin{aligned} s_h &= 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K.} \\ A_{vh} &= H19 - 6.0 \text{ EA } (=1719.000 \text{ mm}^2) \geq 0.0015 \times b \times s_h (=900.000 \text{ mm}^2) \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

$$\rightarrow V_s = [A_v/s \times (1+L_n/d)/12 + A_{vh}/s_h \times (1-L_n/d)/12] \times f_y \times d = 4268.392 \text{ kN}$$

★ 설계 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_n &= \Phi \times (S_s + S_c) = 0.80 \times (4268.392 + 3225.598) \\ &= 5995.192 \text{ kN} \geq V_u (= 4073.007 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

- 사용성 검토

① 응력 산정

$$\begin{aligned} f_s &= M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 345.367 \times 1000000 / [24411.200 \times (1551.917 - 404.259/3)] \\ &= 9.983 \text{ MPa} \\ \chi &= -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ &= -7 \times 24411.200/2400.0 + 7 \times 24411.200/2400.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 2400.0 \times 1551.9/(7 \times 24411.200)} \\ &= 404.259 \text{ mm} \end{aligned}$$

사용철근량 = 24411.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H29 - 19.0 EA (= 12205.6 mm²)

2단 : H29 - 19.0 EA (= 12205.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 29/2 = 85.50 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 9.98) - 2.5 \times 85.50 = 7674.47 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 9.98) = 6310.57 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 6310.57 mm 를 적용

$$S = 2400.00 / 19.0 \text{ EA} = 126.32 \leq S_a (= 6310.57 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

2) 받침위치2(교량받침2) : UL0-01(절점 4)

: L_n 이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

$$a = 1.095 (9150.53/8355.59) < 2d(=4.910) \quad \therefore \text{깊은 보로 전단설계}$$

★ 단면제원 및 설계가정

B(mm)	L_n (mm)	d(mm)	V_u (kN)	f_{ck} (MPa)	f_y (MPa)
2400.0	2557.5	2404.8	8355.6	27.0	400.0

★ 최대전단강도 검토

$$\begin{aligned} \Phi_{\text{Max}} V_n &= \Phi \times 5 \times \sqrt{f_{ck}} / 6 \times b \times d \\ &= 0.80 \times 5 \times \sqrt{27} / 6 \times 2400.00 \times 2404.75 \\ &= 19992.716 \text{ kN} \geq V_u (= 8355.588 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

★ 콘크리트의 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_c &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 2400.00 \times 2404.75 = 3998.543 \text{ kN} \\ &< V_u (= 8355.588 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.} \end{aligned}$$

★ 전단철근의 전단강도

㉠ 수직 전단철근

$$s = 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K.}$$

$$A_v = H19 - 6.0 \text{ EA } (=1719.000 \text{ mm}^2) \geq 0.0025 \times b \times s (=1500.000 \text{ mm}^2) \quad \therefore \text{O.K.}$$

㉡ 수평 전단철근

$$s_h = 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K.}$$

$$A_{vh} = H19 - 6.0 \text{ EA } (=1719.000 \text{ mm}^2) \geq 0.0015 \times b \times s_h (=900.000 \text{ mm}^2) \quad \therefore \text{O.K.}$$

$$\rightarrow V_s = [A_v/s \times (1+L_n/d)/12 + A_{vh}/s_h \times (11-L_n/d)/12] \times f_y \times d = 6614.024 \text{ kN}$$

★ 설계 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_n &= \Phi \times (S_s + S_c) = 0.80 \times (6614.024 + 4998.179) \\ &= 9289.763 \text{ kN} \geq V_u (= 8355.588 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

- 사용성 검토

① 응력 산정

$$\begin{aligned} f_s &= M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 6038.248 \times 1000000 / [24411.200 \times (2404.750 - 518.294/3)] \\ &= 110.823 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \chi &= -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ &= -7 \times 24411.200/2400.0 + 7 \times 24411.200/2400.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 2400.0 \times 2404.8)/(7 \times 24411.200)]} \\ &= 518.294 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{사용철근량} = 24411.2 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 : } 150.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : H29 - 19.0 \text{ EA } (= 12205.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : H29 - 19.0 \text{ EA } (= 12205.6 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 29/2 = 85.50 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{\min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 110.82) - 2.5 \times 85.50 = 496.84 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 110.82) = 568.47 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 496.84 mm 를 적용

$$S = 2400.00 / 19.0 \text{ EA} = 126.32 \leq S_a (= 496.84 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

3) 받침위치3(교량받침7) : UL0-03(절점 10)

: L_n 이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

$$a = 1.122 (9697.36/8646.44) < 2d(=4.824) \quad \therefore \text{깊은 보로 전단설계}$$

★ 단면제원 및 설계가정

B(mm)	L_n (mm)	d(mm)	V_u (kN)	f_{ck} (MPa)	f_y (MPa)
2400.0	2610.6	2361.8	8646.4	27.0	400.0

★ 최대전단강도 검토

$$\begin{aligned} \Phi_{\text{Max}} V_n &= \Phi \times 5 \times \sqrt{f_{ck}} / 6 \times b \times d \\ &= 0.80 \times 5 \times \sqrt{27} / 6 \times 2400.00 \times 2361.75 \\ &= 19635.221 \text{ kN} \geq V_u (= 8646.441 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

★ 콘크리트의 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_c &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 2400.00 \times 2361.75 = 3927.044 \text{ kN} \\ &< V_u (= 8646.441 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.} \end{aligned}$$

★ 전단철근의 전단강도

㉠ 수직 전단철근

$$s = 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K.}$$

$$A_v = H_{19} - 6.0 \text{ EA } (=1719.000 \text{ mm}^2) \geq 0.0025 \times b \times s (=1500.000 \text{ mm}^2) \quad \therefore \text{O.K.}$$

㉡ 수평 전단철근

$$s_h = 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K.}$$

$$A_{vh} = H_{19} - 6.0 \text{ EA } (=1719.000 \text{ mm}^2) \geq 0.0015 \times b \times s_h (=900.000 \text{ mm}^2) \quad \therefore \text{O.K.}$$

$$\rightarrow V_s = [A_v/s \times (1+L_n/d)/12 + A_{vh}/s_h \times (1-L_n/d)/12] \times f_y \times d = 6495.757 \text{ kN}$$

★ 설계 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_n &= \Phi \times (S_s + S_c) = 0.80 \times (6495.757 + 4908.805) \\ &= 9123.650 \text{ kN} \geq V_u (= 8646.441 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

- 사용성 검토

① 응력 산정

$$\begin{aligned} f_s &= M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 7219.426 \times 1000000 / [24411.200 \times (2361.750 - 513.077/3)] \\ &= 134.998 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \chi &= -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ &= -7 \times 24411.200/2400.0 + 7 \times 24411.200/2400.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 2400.0 \times 2361.8)/(7 \times 24411.200)]} \\ &= 513.077 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{사용철근량} = 24411.2 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 : } 150.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : H_{29} - 19.0 \text{ EA } (= 12205.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : H_{29} - 19.0 \text{ EA } (= 12205.6 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 29/2 = 85.50 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 135.00) - 2.5 \times 85.50 = 369.59 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 135.00) = 466.68 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 369.59 mm 를 적용

$$S = 2400.00 / 19.0 \text{ EA} = 126.32 \leq S_a (= 369.59 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

4) 받침위치4(교량받침4) : UL0-03(절점 12)

: L_n 이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

$$a = 0.007 (31.80/4337.77) < 2d(=2.946) \quad \therefore \text{깊은 보로 전단설계}$$

★ 단면제원 및 설계가정

B(mm)	L_n (mm)	d(mm)	V_u (kN)	f_{ck} (MPa)	f_y (MPa)
2400.0	2610.6	1422.9	4337.8	27.0	400.0

★ 최대전단강도 검토

$$\begin{aligned} \Phi_{\text{Max}} V_n &= \Phi \times 5 \times \sqrt{f_{ck}} / 6 \times b \times d \\ &= 0.80 \times 5 \times \sqrt{27} / 6 \times 2400.00 \times 1422.92 \\ &= 11829.907 \text{ kN} \geq V_u (= 4337.769 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

★ 콘크리트의 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_c &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 2400.00 \times 1422.92 = 2365.981 \text{ kN} \\ &< V_u (= 4337.769 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.} \end{aligned}$$

★ 전단철근의 전단강도

㉠ 수직 전단철근

$$s = 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K.}$$

$$A_v = H19 - 6.0 \text{ EA } (=1719.000 \text{ mm}^2) \geq 0.0025 \times b \times s (=1500.000 \text{ mm}^2) \quad \therefore \text{O.K.}$$

㉡ 수평 전단철근

$$s_h = 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K.}$$

$$A_{vh} = H19 - 6.0 \text{ EA } (=1719.000 \text{ mm}^2) \geq 0.0015 \times b \times s_h (=900.000 \text{ mm}^2) \quad \therefore \text{O.K.}$$

$$\rightarrow V_s = [A_v/s \times (1+L_n/d)/12 + A_{vh}/s_h \times (1-L_n/d)/12] \times f_y \times d = 3913.590 \text{ kN}$$

★ 설계 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_n &= \Phi \times (S_s + S_c) = 0.80 \times (3913.590 + 2957.477) \\ &= 5496.853 \text{ kN} \geq V_u (= 4337.769 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

- 사용성 검토

① 응력 산정

$$\begin{aligned} f_s &= M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 396.618 \times 1000000 / [24411.200 \times (1422.917 - 384.532/3)] \\ &= 12.549 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \chi &= -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ &= -7 \times 24411.200/2400.0 + 7 \times 24411.200/2400.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 2400.0 \times 1422.9/(7 \times 24411.200)} \\ &= 384.532 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{사용철근량} = 24411.2 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 : } 150.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : H29 - 19.0 \text{ EA } (= 12205.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : H29 - 19.0 \text{ EA } (= 12205.6 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 29/2 = 85.50 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{\min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 12.55) - 2.5 \times 85.50 = 6061.76 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 12.55) = 5020.41 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 5020.41 mm 를 적용

$$S = 2400.00 / 19.0 \text{ EA} = 126.32 \leq S_a (= 5020.41 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

9. 기동 설계

9.1 교축직각방향

1) 기동부재력 집계 : 하단

구 분	Pe(kN)	Pu(kN)	M1(kN.m)	M2(kN.m)	V(kN)	Δ (m)	비 고
UL001	-12464.902	-17694.650	1119.857	1119.857	0.000	-0.00234	축력최대
UL004	-12464.902	-12464.902	5878.838	13215.527	-955.366	0.02179	모멘트최대
UL022	-9588.386	-9588.386	6476.734	12785.834	1133.030	0.02152	탄성설계
UL022	-9588.386	-9588.386	2643.660	4746.694	1133.030	0.02152	소성설계
UE026	-8629.547	-8629.547	5208.482	11980.811	-881.877	0.01966	편심최대

註) Pe : 장기지속축력 (= 고정하중에 의한 축력 x 고정하중계수)

Pu : 전체축력, M1, M2 : 기동상단, 하단 모멘트

Vu : 전단력, Δ : 기동상단의 변위량

※ 소성설계시 지진시 모멘트에 대하여 응답수정계수(R=3.0)로 나눈 값을 적용한다

2) 기동검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.005	0.016	0.060	0.K	51294.106	17694.650	1119.857	2.899	0.K
모멘트최대	0.005	0.016	0.060	0.K	17138.639	12464.902	13610.223	1.375	0.K
탄성설계	0.005	0.016	0.060	0.K	16918.083	9588.386	13033.469	1.764	0.K
편심최대	0.005	0.016	0.060	0.K	13215.589	8629.547	12225.317	1.531	0.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 13, UL001)

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\phi_c=0.70$, $\theta=90.000^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1887.891	17694.650	1119.857	63.288

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

$$Q = \sum P_u \Delta / (V_u L_c)$$

$$= 17694.650 \times -0.00234 / (-0.000 \times 9.739)$$

$$= 0.000$$

여기서, $\sum P_u$: 총전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

V_u : 층전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 9.739 m)

㉣ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, $k = 2.100$

세장비 $\lambda = k \times L_u / r \leq 22$

$$= 2.100 \times 10.429 / 0.500$$

$$= 43.802 > 22.000 \quad \therefore \text{장주}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.500$: 부재단면의 최소회전반경

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 10.429 m)

㉤ 모멘트 확대계수 산정

$$\delta_s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$$

$$= 1 / (1 - 0.000)$$

$$= 1.000$$

㉥ 확대 모멘트 산정

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s \times M_{1s}$$

$$= 0.000 + 1.000 \times 1119.857$$

$$= 1119.857 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s \times M_{2s}$$

$$= 0.000 + 1.000 \times 1119.857$$

$$= 1119.857 \text{ kN.m}$$

㉦ 철근비 검토

$$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2, A_{st} = 51709.50 \text{ mm}^2, \rho_{use} = 0.01646$$

$$- 1\text{단} : \text{H29} - 45\text{EA} (A_s=28908.000 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : \text{H25} - 45\text{EA} (A_s=22801.500 \text{ mm}^2), d_2 = 127.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0165) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{\psi 0.80(0.85 \times f_{ck} + 0.01 \times f_y)\} = 1172452.293 \text{ mm}^2$$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉔ 평형하중 산정

$$\begin{aligned}
 c_b &= 600 / (600 + f_y) \times d = 1132.735 \text{ mm}, \quad a_b = k_1 \times c_b = 962.824 \text{ mm} \\
 C_c &= 0.85 \times 27.0 \times 1496519.879 = 34345.131 \text{ kN}, \quad \sum C_{si} = 7853.045 \text{ kN}, \quad \sum T_{si} = 6004.592 \text{ kN} \\
 P_b &= 34345.131 + 7853.045 - 6004.592 = 36193.584 \text{ kN} \\
 M_b &= C_c \times 926.007 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 24719.576 \text{ kN.m} \\
 e_b &> e \rightarrow \text{압축 파괴} \quad (e_b = M_b/P_b = 682.982 \text{ mm}, \quad e = M_u/P_u = 63.288 \text{ mm})
 \end{aligned}$$

㉕ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 2215.973 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1883.577 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 3068181.034 = 70414.755 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 13580.911 \text{ kN}, \quad \sum T_{si} = 0.000 \text{ kN}$$

$$P_n = 70414.755 + 13580.911 - 0.000 = 83995.666 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 964.150 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 5315.497 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 63.283)| = 0.0049 \leq 0.010 \quad \therefore$ 허용오차 만족

㉖ 강도감소계수(Φ) 산정

$$\begin{aligned}
 d_t &= 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm} \\
 c &= 2215.973 \text{ mm}, \quad a = k_1 \times c = 1883.577 \text{ mm} \\
 \epsilon_y &= f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020 \\
 \epsilon_t &= 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 2215.97) / 2215.97 = -0.00043 \\
 \epsilon_t &\leq \epsilon_y \text{ 이므로 압축지배단면이며, } \Phi = 0.70 \text{ 를 적용한다.}
 \end{aligned}$$

㉗ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\begin{aligned}
 \text{Max} P_n &= 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 73277.295 \text{ kN} < P_n = 83995.666 \text{ kN} \\
 \Phi P_n &= 0.70 \times 73277.295 = 51294.106 \text{ kN} \geq P_u = 17694.650 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K} \\
 \Phi M_n &= \Phi P_n \times 0.063 = 3246.296 \text{ kN.m} \geq M_u = 1119.857 \text{ kN.m} \quad \therefore \text{O.K}
 \end{aligned}$$

② 모멘트최대 : (부재 13, UL004)

㉠설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$, $\theta=90.000^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	$P_u(\text{kN})$	$M_u(\text{kN.m})$	e(mm)
100.000	1887.891	12464.902	13610.223	1091.884

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

$$Q = \sum P_u \Delta / (V_u L_c)$$

$$= 12464.902 \times 0.02179 / (-955.366 \times 9.739)$$

$$= 0.029$$

여기서, $\sum P_u$: 총전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

V_u : 총전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 9.739 m)

㉣ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, $k = 2.100$

세장비 $\lambda = k \times L_u / r \leq 22$

$$= 2.100 \times 10.429 / 0.500$$

$$= 43.802 > 22.000 \quad \therefore \text{장주}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.500$: 부재단면의 최소회전반경

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 10.429 m)

㉤ 모멘트 확대계수 산정

$$\delta_s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$$

$$= 1 / (1 - 0.029)$$

$$= 1.030$$

㉥ 확대 모멘트 산정

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s \times M_{1s}$$

$$= 0.000 + 1.030 \times 5878.838$$

$$= 6054.416 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s \times M_{2s}$$

$$= 0.000 + 1.030 \times 13215.527$$

$$= 13610.223 \text{ kN.m}$$

㉦ 철근비 검토

$$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2, A_{st} = 51709.50 \text{ mm}^2, P_{use} = 0.01646$$

$$- 1\text{단} : \text{H29} - 45\text{EA} (A_s=28908.000 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : \text{H25} - 45\text{EA} (A_s=22801.500 \text{ mm}^2), d_2 = 127.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{\min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0165) \leq \rho_{\max} (= 0.0600) \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\rho_{\min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80 (0.85 f_{ck} + 0.01 f_y) \} = 825927.776 \text{ mm}^2$$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2} A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉔ 평형하중 산정

$$\begin{aligned}
 c_b &= 600 / (600 + f_y) \times d = 1132.735 \text{ mm}, & a_b &= k_1 \times c_b = 962.824 \text{ mm} \\
 C_c &= 0.85 \times 27.0 \times 1496519.879 = 34345.131 \text{ kN}, & \sum C_{si} &= 7853.045 \text{ kN}, & \sum T_{si} &= 6004.592 \text{ kN} \\
 P_b &= 34345.131 + 7853.045 - 6004.592 & &= 36193.584 \text{ kN} \\
 M_b &= C_c \times 926.007 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) & &= 24719.576 \text{ kN.m} \\
 e_b &< e \rightarrow \text{인장 파괴} & (e_b &= M_b/P_b = 682.982 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 1091.884 \text{ mm})
 \end{aligned}$$

㉕ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 879.359 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 747.455 \text{ mm}$ 를 사용.

$$\begin{aligned}
 C_c &= 0.85 \times 27.0 \times 1071166.649 = 24583.275 \text{ kN} \\
 \sum C_{si} &= 6583.553 \text{ kN}, & \sum T_{si} &= 9026.739 \text{ kN} \\
 P_n &= 24583.275 + 6583.553 - 9026.739 & &= 22140.089 \text{ kN} \\
 M_n &= C_c \times 937.558 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) & &= 24174.435 \text{ kN.m} \\
 \text{편심오차 : } |e - M_n/P_n (=1091.885)| &= 0.0015 \leq 0.010 & \therefore \text{허용오차 만족}
 \end{aligned}$$

㉖ 강도감소계수(Φ) 산정

$$\begin{aligned}
 d_t &= 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm} \\
 c &= 879.359 \text{ mm}, & a &= k_1 \times c = 747.455 \text{ mm} \\
 \epsilon_y &= f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020 \\
 \epsilon_t &= 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 879.36) / 879.36 = 0.00348 \\
 \epsilon_y &< \epsilon_t < 0.00500 \text{ 이므로 변화구간단면이며, } \Phi &= 0.77 \text{ 를 적용한다.} \\
 \Phi &= 0.700 + (0.0035 - 0.0020) \times (0.850 - 0.700) / (0.00500 - 0.00200) = 0.774
 \end{aligned}$$

㉗ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\begin{aligned}
 \text{Max } P_n &= 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 73277.295 \text{ kN} \geq P_n = 22140.089 \text{ kN} \\
 \Phi P_n &= 0.77 \times 22140.089 = 17138.639 \text{ kN} \geq P_u = 12464.902 \text{ kN} \therefore \text{O.K} \\
 \Phi M_n &= \Phi P_n \times 1.092 = 18713.401 \text{ kN.m} \geq M_u = 13610.223 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}
 \end{aligned}$$

③ 단성설계 : (부재 13, UL022)

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=1.00$, $\theta=90.000^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	$P_u(\text{kN})$	$M_u(\text{kN.m})$	e(mm)
100.000	1887.891	9588.386	13033.469	1359.298

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

$$Q = \sum P_u \Delta / (V_u L_c)$$

$$= 9588.386 \times 0.02152 / (1133.030 \times 9.739)$$

$$= 0.019$$

여기서, $\sum P_u$: 총전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

V_u : 총전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 9.739 m)

㉣ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, $k = 2.100$

$$\text{세장비 } \lambda = k \times L_u / r \leq 22$$

$$= 2.100 \times 10.429 / 0.500$$

$$= 43.802 > 22.000 \quad \therefore \text{장주}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.500$: 부재단면의 최소회전반경

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 10.429 m)

㉤ 모멘트 확대계수 산정

$$\delta_s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$$

$$= 1 / (1 - 0.019)$$

$$= 1.019$$

㉥ 확대 모멘트 산정

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s \times M_{1s}$$

$$= 0.000 + 1.019 \times 6476.734$$

$$= 6602.175 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s \times M_{2s}$$

$$= 0.000 + 1.019 \times 12785.834$$

$$= 13033.469 \text{ kN.m}$$

㉦ 철근비 검토

$$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2, A_{st} = 51709.50 \text{ mm}^2, \rho_{use} = 0.01646$$

$$- 1\text{단} : \text{H29} - 45\text{EA} (A_s=28908.000 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : \text{H25} - 45\text{EA} (A_s=22801.500 \text{ mm}^2), d_2 = 127.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{\min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0165) \leq \rho_{\max} (= 0.0600) \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\rho_{\min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80 (0.85 f_{ck} + 0.01 f_y) \} = 635329.049 \text{ mm}^2$$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2} A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉔ 평형하중 산정

$$cb = 600 / (600 + f_y) \times d = 1132.735 \text{ mm}, \quad ab = k_1 \times cb = 962.824 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1496519.879 = 34345.131 \text{ kN}, \quad \sum C_{si} = 7853.045 \text{ kN}, \quad \sum T_{si} = 6004.592 \text{ kN}$$

$$P_b = 34345.131 + 7853.045 - 6004.592 = 36193.584 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times 926.007 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 24719.576 \text{ kN.m}$$

$$eb < e \rightarrow \text{인장 파괴} \quad (eb = M_b/P_b = 682.982 \text{ mm}, \quad e = M_u/P_u = 1359.298 \text{ mm})$$

㉕ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 780.825 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 663.702 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 911134.479 = 20910.536 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 6044.357 \text{ kN}, \quad \sum T_{si} = 10036.811 \text{ kN}$$

$$P_n = 20910.536 + 6044.357 - 10036.811 = 16918.083 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 943.028 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 22996.709 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (=1359.298)| = 0.0000 \leq 0.010 \quad \therefore \text{허용오차 만족}$

㉖ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 73277.295 \text{ kN} \geq P_n = 16918.083 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 1.00 \times 16918.083 = 16918.083 \text{ kN} \geq P_u = 9588.386 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 1.359 = 22996.709 \text{ kN.m} \geq M_u = 13033.469 \text{ kN.m} \quad \therefore \text{O.K}$$

④ 편심최대 : (부재 13, UE026)

㉠설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$, $\theta=90.000\text{도}$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	$P_u(\text{kN})$	$M_u(\text{kN.m})$	e(mm)
100.000	1887.891	8629.547	12225.317	1416.681

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

$$Q = \sum P_u \Delta / (V_u L_c)$$

$$= 8629.547 \times 0.01966 / (-881.877 \times 9.739)$$

$$= 0.020$$

여기서, $\sum P_u$: 총전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

V_u : 총전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 9.739 m)

㉣ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, $k = 2.100$

$$\text{세장비 } \lambda = k \times L_u / r \leq 22$$

$$= 2.100 \times 10.429 / 0.500$$

$$= 43.802 > 22.000 \quad \therefore \text{장주}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.500$: 부재단면의 최소회전반경

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 10.429 m)

㉤ 모멘트 확대계수 산정

$$\delta_s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$$

$$= 1 / (1 - 0.020)$$

$$= 1.020$$

㉥ 확대 모멘트 산정

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s \times M_{1s}$$

$$= 0.000 + 1.020 \times 5208.482$$

$$= 5314.778 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s \times M_{2s}$$

$$= 0.000 + 1.020 \times 11980.811$$

$$= 12225.317 \text{ kN.m}$$

㉦ 철근비 검토

$$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2, A_{st} = 51709.50 \text{ mm}^2, \rho_{use} = 0.01646$$

$$- 1\text{단} : \text{H29} - 45\text{EA} (A_s=28908.000 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : \text{H25} - 45\text{EA} (A_s=22801.500 \text{ mm}^2), d_2 = 127.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{\min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0165) \leq \rho_{\max} (= 0.0600) \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\rho_{\min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \times f_{ck} + 0.01 \times f_y) \} = 571796.117 \text{ mm}^2$$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉔ 평형하중 산정

$$\begin{aligned}
 c_b &= 600 / (600 + f_y) \times d = 1132.735 \text{ mm}, & a_b &= k_1 \times c_b = 962.824 \text{ mm} \\
 C_c &= 0.85 \times 27.0 \times 1496519.879 = 34345.131 \text{ kN}, & \sum C_{si} &= 7853.045 \text{ kN}, & \sum T_{si} &= 6004.592 \text{ kN} \\
 P_b &= 34345.131 + 7853.045 - 6004.592 & &= 36193.584 \text{ kN} \\
 M_b &= C_c \times 926.007 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) & &= 24719.576 \text{ kN.m} \\
 e_b &< e \rightarrow \text{인장 파괴} & (e_b = M_b/P_b = 682.982 \text{ mm}, & e = M_u/P_u = 1416.681 \text{ mm})
 \end{aligned}$$

㉕ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 764.446 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 649.779 \text{ mm}$ 를 사용.

$$\begin{aligned}
 C_c &= 0.85 \times 27.0 \times 884980.518 = 20310.303 \text{ kN} \\
 \sum C_{si} &= 5944.938 \text{ kN}, & \sum T_{si} &= 10193.884 \text{ kN} \\
 P_n &= 20310.303 + 5944.938 - 10193.884 & &= 16061.356 \text{ kN} \\
 M_n &= C_c \times 943.984 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) & &= 22753.884 \text{ kN.m} \\
 \text{- 편심오차 : } |e - M_n/P_n (=1416.685)| &= 0.0038 \leq 0.010 & \therefore \text{허용오차 만족}
 \end{aligned}$$

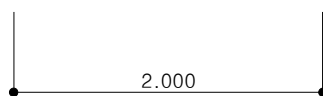
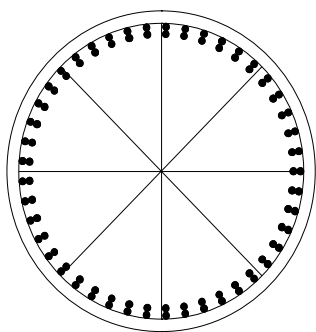
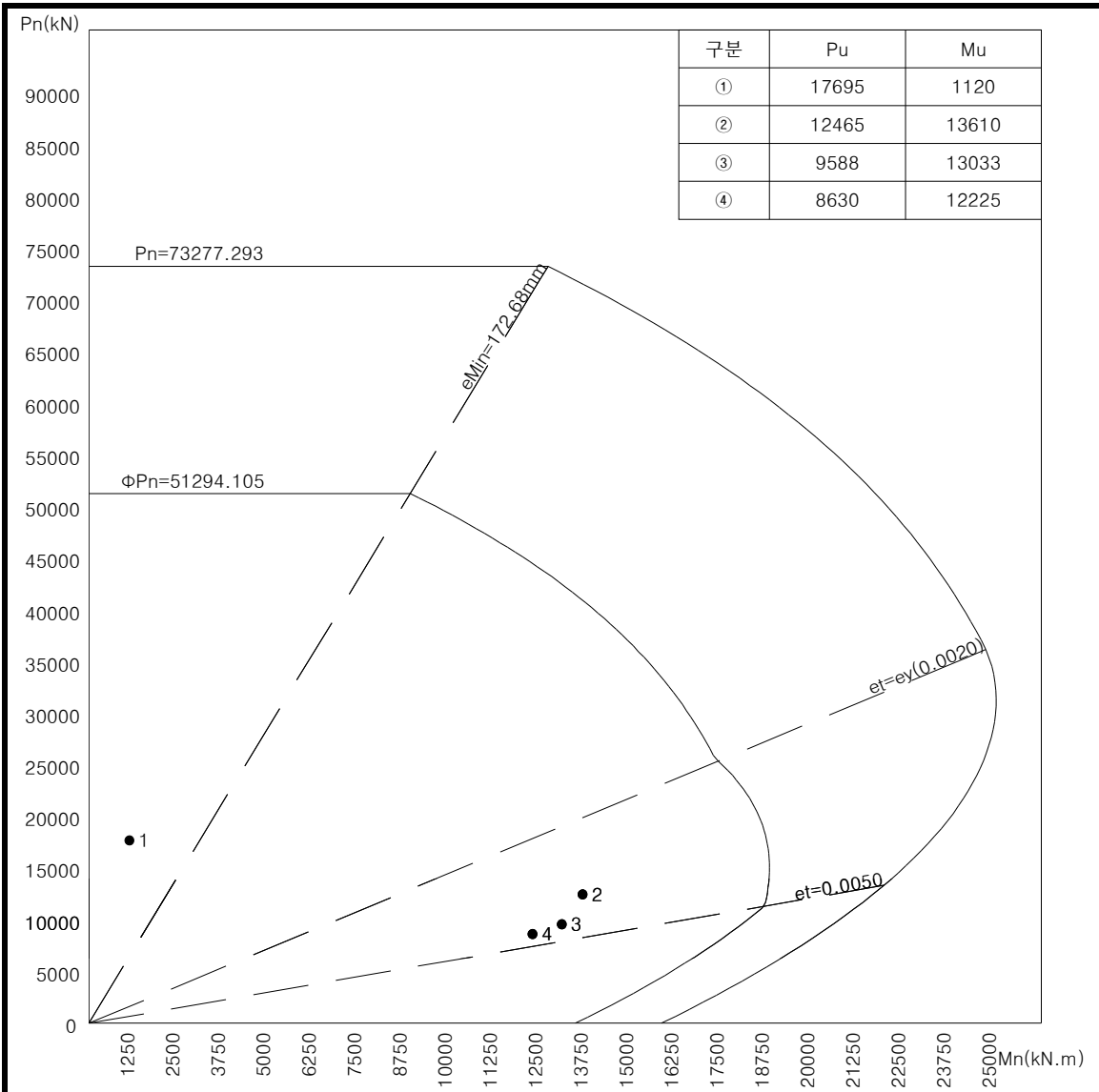
㉖ 강도감소계수(Φ) 산정

$$\begin{aligned}
 d_t &= 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm} \\
 c &= 764.446 \text{ mm}, & a &= k_1 \times c = 649.779 \text{ mm} \\
 \epsilon_y &= f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020 \\
 \epsilon_t &= 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 764.45) / 764.45 = 0.00446 \\
 \epsilon_y &< \epsilon_t < 0.00500 \text{ 이므로 변화구간단면이며, } \Phi &= 0.82 \text{ 를 적용한다.} \\
 \Phi &= 0.700 + (0.0045 - 0.0020) \times (0.850 - 0.700) / (0.00500 - 0.00200) &= 0.823
 \end{aligned}$$

㉗ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\begin{aligned}
 \text{Max } P_n &= 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 73277.295 \text{ kN} \geq P_n = 16061.356 \text{ kN} \\
 \Phi P_n &= 0.82 \times 16061.356 = 13215.589 \text{ kN} \geq P_u = 8629.547 \text{ kN} \therefore \text{O.K} \\
 \Phi M_n &= \Phi P_n \times 1.417 = 18722.278 \text{ kN.m} \geq M_u = 12225.317 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}
 \end{aligned}$$

4) PM 상관도



단면제원

$R = 1000.000 \text{ mm}$
 $D = 1887.891 \text{ mm}$
 $A_g = 3141592.654 \text{ mm}^2$
 $A_{eff} = 1570796.327 \text{ mm}^2$

사용 철근

$A_{st} = 51709.500 \text{ mm}^2$
 $P_{use} = 0.01646$
 1단 : H29-45Ea
 2단 : H25-45Ea

9.2 교축방향

1) 기동부재력 집계 : 하단

구 분	Pe(kN)	Pu(kN)	M1(kN.m)	M2(kN.m)	V(kN)	Δ(m)	비 고
ULB01	-12464.902	-17694.650	1.176	1.176	0.000	0.00000	축력최대
ULB14	-11985.483	-11985.482	2587.023	9537.475	905.281	0.01442	모멘트최대
ULB22	-9588.386	-9588.386	2869.098	6650.378	1245.650	0.01000	탄성설계
ULB22	-9588.386	-9588.386	955.978	2216.405	1245.650	0.01000	소성설계
UEB14	-9108.967	-9108.967	2586.848	9537.301	905.281	0.01442	편심최대

註) Pe : 장기지속축력 (= 고정하중에 의한 축력 x 고정하중계수)

Pu : 전체축력, M1, M2 : 기동상단, 하단 모멘트

Vu : 전단력, Δ : 기동상단의 변위량

※ 소성설계시 지진시 모멘트에 대하여 응답수정계수(R=3.0)로 나눈 값을 적용한다

2) 기동검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.005	0.016	0.060	0.K	51294.106	17694.650	1.176	2.899	0.K
모멘트최대	0.005	0.016	0.060	0.K	22304.376	11985.482	9732.117	1.861	0.K
탄성설계	0.005	0.016	0.060	0.K	35478.315	9588.386	6704.010	3.700	0.K
편심최대	0.005	0.016	0.060	0.K	17580.055	9108.967	9682.539	1.930	0.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 13, ULB01)

㉠ 설계조건 및 단면가정

$$f_{ck}=27\text{MPa}, f_y=400\text{MPa}, k_1=0.85, \Phi_c=0.70$$

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1887.891	17694.650	1.176	0.066

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

$$Q = \sum P_u \Delta / (V_u L_c)$$

$$= 17694.650 \times 0.00000 / (0.000 \times 9.739)$$

$$= 0.000$$

여기서, $\sum P_u$: 총전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

V_u : 층전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 9.739 m)

㉣ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, $k = 2.100$

$$\text{세장비 } \lambda = k \times L_u / r \leq 22$$

$$= 2.100 \times 10.429 / 0.500$$

$$= 43.802 > 22.000 \therefore \text{장주}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.500$: 부재단면의 최소회전반경

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 10.429 m)

㉤ 모멘트 확대계수 산정

$$\delta_s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$$

$$= 1 / (1 - 0.000)$$

$$= 1.000$$

㉥ 확대 모멘트 산정

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s \times M_{1s}$$

$$= 0.000 + 1.000 \times 1.176$$

$$= 1.176 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s \times M_{2s}$$

$$= 0.000 + 1.000 \times 1.176$$

$$= 1.176 \text{ kN.m}$$

㉦ 철근비 검토

$$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2, A_{st} = 51709.50 \text{ mm}^2, \rho_{use} = 0.01646$$

$$- 1\text{단} : \text{H29} - 45\text{EA} (A_s=28908.000 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : \text{H25} - 45\text{EA} (A_s=22801.500 \text{ mm}^2), d_2 = 127.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{\min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0165) \leq \rho_{\max} (= 0.0600) \therefore \text{O.K}$$

$$\rho_{\min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{\psi 0.80(0.85 \times f_{ck} + 0.01 \times f_y)\} = 1172452.293 \text{ mm}^2$$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉔ 평형하중 산정

$$\begin{aligned}
 c_b &= 600 / (600 + f_y) \times d = 1132.735 \text{ mm}, & a_b &= k_1 \times c_b = 962.824 \text{ mm} \\
 C_c &= 0.85 \times 27.0 \times 1496519.879 = 34345.131 \text{ kN}, & \sum C_{si} &= 7853.045 \text{ kN}, & \sum T_{si} &= 6004.592 \text{ kN} \\
 P_b &= 34345.131 + 7853.045 - 6004.592 & &= 36193.584 \text{ kN} \\
 M_b &= C_c \times 926.007 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) & &= 24719.576 \text{ kN.m} \\
 e_b &> e \rightarrow \text{압축 파괴} & (e_b = M_b/P_b = 682.982 \text{ mm}, & e = M_u/P_u = 0.066 \text{ mm})
 \end{aligned}$$

㉕ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 5604.677 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 4763.975 \text{ mm}$ 를 사용.

$$\begin{aligned}
 C_c &= 0.85 \times 27.0 \times 3141936.858 = 72107.451 \text{ kN} \\
 \sum C_{si} &= 19491.252 \text{ kN}, & \sum T_{si} &= 0.000 \text{ kN} \\
 P_n &= 72107.451 + 19491.252 - 0.000 & &= 91598.703 \text{ kN} \\
 M_n &= C_c \times 2381.988 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) & &= 5.191 \text{ kN.m} \\
 \text{- 편심오차 : } &|e - M_n/P_n (=0.057)| = 0.0098 \leq 0.010 & \therefore \text{허용오차 만족}
 \end{aligned}$$

㉖ 강도감소계수(Φ) 산정

$$\begin{aligned}
 d_t &= 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm} \\
 c &= 5604.677 \text{ mm}, & a &= k_1 \times c = 4763.975 \text{ mm} \\
 \epsilon_y &= f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020 \\
 \epsilon_t &= 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 5604.68) / 5604.68 = -0.00198 \\
 \epsilon_t &\leq \epsilon_y \text{ 이므로 압축지배단면이며, } \Phi = 0.70 \text{ 를 적용한다.}
 \end{aligned}$$

㉗ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\begin{aligned}
 \text{Max } P_n &= 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 73277.295 \text{ kN} < P_n = 91598.703 \text{ kN} \\
 \Phi P_n &= 0.70 \times 73277.295 = 51294.106 \text{ kN} \geq P_u = 17694.650 \text{ kN} \therefore \text{O.K} \\
 \Phi M_n &= \Phi P_n \times 0.000 = 3.409 \text{ kN.m} \geq M_u = 1.176 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}
 \end{aligned}$$

② 모멘트최대 : (부재 13, ULB14)

㉞ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$

피복(mm)	d(mm)	$P_u(\text{kN})$	$M_u(\text{kN.m})$	e(mm)
100.000	1887.891	11985.482	9732.117	811.992

㉞ 압축부재의 장주효과

㉞ 총 안정지수 산정

$$Q = \sum P_u \Delta / (V_u L_c)$$

$$= 11985.482 \times 0.01442 / (905.281 \times 9.739)$$

$$= 0.020$$

여기서, $\sum P_u$: 총전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

V_u : 총전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 9.739 m)

㉞ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, $k = 2.100$

세장비 $\lambda = k \times L_u / r \leq 22$

$$= 2.100 \times 10.429 / 0.500$$

$$= 43.802 > 22.000 \therefore \text{장주}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.500$: 부재단면의 최소회전반경

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 10.429 m)

㉞ 모멘트 확대계수 산정

$$\delta_s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$$

$$= 1 / (1 - 0.020)$$

$$= 1.020$$

㉞ 확대 모멘트 산정

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s \times M_{1s}$$

$$= 0.000 + 1.020 \times 2587.023$$

$$= 2639.819 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s \times M_{2s}$$

$$= 0.000 + 1.020 \times 9537.475$$

$$= 9732.117 \text{ kN.m}$$

㉞ 철근비 검토

$$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2, A_{st} = 51709.50 \text{ mm}^2, P_{use} = 0.01646$$

$$- 1\text{단} : \text{H29} - 45\text{EA} (A_s=28908.000 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : \text{H25} - 45\text{EA} (A_s=22801.500 \text{ mm}^2), d_2 = 127.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{\min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0165) \leq \rho_{\max} (= 0.0600) \therefore \text{O.K}$$

$$\rho_{\min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \times f_{ck} + 0.01 \times f_y) \} = 794161.277 \text{ mm}^2$$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉔ 평형하중 산정

$$\begin{aligned}
 c_b &= 600 / (600 + f_y) \times d = 1132.735 \text{ mm}, & a_b &= k_1 \times c_b = 962.824 \text{ mm} \\
 C_c &= 0.85 \times 27.0 \times 1496519.879 = 34345.131 \text{ kN}, & \sum C_{si} &= 7853.045 \text{ kN}, & \sum T_{si} &= 6004.592 \text{ kN} \\
 P_b &= 34345.131 + 7853.045 - 6004.592 & &= 36193.584 \text{ kN} \\
 M_b &= C_c \times 926.007 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) & &= 24719.576 \text{ kN.m} \\
 e_b &< e \rightarrow \text{인장 파괴} & (e_b &= M_b/P_b = 682.982 \text{ mm}, & e &= M_u/P_u = 811.992 \text{ mm})
 \end{aligned}$$

㉕ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 1038.634 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 882.839 \text{ mm}$ 를 사용.

$$\begin{aligned}
 C_c &= 0.85 \times 27.0 \times 1337061.569 = 30685.563 \text{ kN} \\
 \sum C_{si} &= 7382.312 \text{ kN}, & \sum T_{si} &= 7277.690 \text{ kN} \\
 P_n &= 30685.563 + 7382.312 - 7277.690 & &= 30790.186 \text{ kN} \\
 M_n &= C_c \times 929.833 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) & &= 25001.604 \text{ kN.m} \\
 \text{- 편심오차 : } |e - M_n/P_n (=811.999)| &= 0.0070 \leq 0.010 & \therefore \text{허용오차 만족}
 \end{aligned}$$

㉖ 강도감소계수(Φ) 산정

$$\begin{aligned}
 d_t &= 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm} \\
 c &= 1038.634 \text{ mm}, & a &= k_1 \times c = 882.839 \text{ mm} \\
 \epsilon_y &= f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020 \\
 \epsilon_t &= 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 1038.63) / 1038.63 = 0.00249 \\
 \epsilon_y &< \epsilon_t < 0.00500 \text{ 이므로 변화구간단면이며, } \Phi &= 0.72 \text{ 를 적용한다.} \\
 \Phi &= 0.700 + (0.0025 - 0.0020) \times (0.850 - 0.700) / (0.00500 - 0.00200) = 0.724
 \end{aligned}$$

㉗ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\begin{aligned}
 \text{Max } P_n &= 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 73277.295 \text{ kN} \geq P_n = 30790.186 \text{ kN} \\
 \Phi P_n &= 0.72 \times 30790.186 = 22304.376 \text{ kN} \geq P_u = 11985.482 \text{ kN} \therefore \text{O.K} \\
 \Phi M_n &= \Phi P_n \times 0.812 = 18110.978 \text{ kN.m} \geq M_u = 9732.117 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}
 \end{aligned}$$

③ 단성설계 : (부재 13, ULB22)

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=1.00$

피복(mm)	d(mm)	$P_u(\text{kN})$	$M_u(\text{kN.m})$	e(mm)
100.000	1887.891	9588.386	6704.010	699.180

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

$$Q = \sum P_u \Delta / (V_u L_c)$$

$$= 9588.386 \times 0.01000 / (1245.650 \times 9.739)$$

$$= 0.008$$

여기서, $\sum P_u$: 총전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

V_u : 총전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 9.739 m)

㉣ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, $k = 2.100$

$$\text{세장비 } \lambda = k \times L_u / r \leq 22$$

$$= 2.100 \times 10.429 / 0.500$$

$$= 43.802 > 22.000 \therefore \text{장주}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.500$: 부재단면의 최소회전반경

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 10.429 m)

㉤ 모멘트 확대계수 산정

$$\delta_s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$$

$$= 1 / (1 - 0.008)$$

$$= 1.008$$

㉥ 확대 모멘트 산정

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s \times M_{1s}$$

$$= 0.000 + 1.008 \times 2869.098$$

$$= 2892.236 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s \times M_{2s}$$

$$= 0.000 + 1.008 \times 6650.378$$

$$= 6704.010 \text{ kN.m}$$

㉦ 철근비 검토

$$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2, A_{st} = 51709.50 \text{ mm}^2, P_{use} = 0.01646$$

$$- 1\text{단} : \text{H29} - 45\text{EA} (A_s=28908.000 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : \text{H25} - 45\text{EA} (A_s=22801.500 \text{ mm}^2), d_2 = 127.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{\min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0165) \leq \rho_{\max} (= 0.0600) \therefore \text{O.K}$$

$$\rho_{\min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{\Psi 0.80(0.85 \times f_{ck} + 0.01 \times f_y)\} = 635329.049 \text{ mm}^2$$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉔ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1132.735 \text{ mm}, \quad a_b = k_1 \times c_b = 962.824 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1496519.879 = 34345.131 \text{ kN}, \quad \sum C_{si} = 7853.045 \text{ kN}, \quad \sum T_{si} = 6004.592 \text{ kN}$$

$$P_b = 34345.131 + 7853.045 - 6004.592 = 36193.584 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times 926.007 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 24719.576 \text{ kN.m}$$

$$e_b < e \rightarrow \text{인장 파괴} \quad (e_b = M_b/P_b = 682.982 \text{ mm}, \quad e = M_u/P_u = 699.180 \text{ mm})$$

㉕ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 1120.860 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 952.731 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1476349.654 = 33882.225 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 7789.200 \text{ kN}, \quad \sum T_{si} = 6193.109 \text{ kN}$$

$$P_n = 33882.225 + 7789.200 - 6193.109 = 35478.315 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 926.457 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 24805.415 \text{ kN.m}$$

$$\text{- 편심오차 : } |e - M_n/P_n (= 699.171)| = 0.0091 \leq 0.010 \quad \therefore \text{허용오차 만족}$$

㉖ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 73277.295 \text{ kN} \geq P_n = 35478.315 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 1.00 \times 35478.315 = 35478.315 \text{ kN} \geq P_u = 9588.386 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K.}$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.699 = 24805.737 \text{ kN.m} \geq M_u = 6704.010 \text{ kN.m} \quad \therefore \text{O.K.}$$

④ 편심최대 : (부재 13, UEB14)

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$

피복(mm)	d(mm)	$P_u(\text{kN})$	$M_u(\text{kN.m})$	e(mm)
100.000	1887.891	9108.967	9682.539	1062.968

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

$$Q = \sum P_u \Delta / (V_u L_c)$$

$$= 9108.967 \times 0.01442 / (905.281 \times 9.739)$$

$$= 0.015$$

여기서, $\sum P_u$: 총전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

V_u : 총전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 9.739 m)

㉣ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, $k = 2.100$

$$\text{세장비 } \lambda = k \times L_u / r \leq 22$$

$$= 2.100 \times 10.429 / 0.500$$

$$= 43.802 > 22.000 \quad \therefore \text{장주}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.500$: 부재단면의 최소회전반경

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 10.429 m)

㉤ 모멘트 확대계수 산정

$$\delta_s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$$

$$= 1 / (1 - 0.015)$$

$$= 1.015$$

㉥ 확대 모멘트 산정

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s \times M_{1s}$$

$$= 0.000 + 1.015 \times 2586.848$$

$$= 2626.242 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s \times M_{2s}$$

$$= 0.000 + 1.015 \times 9537.301$$

$$= 9682.539 \text{ kN.m}$$

㉦ 철근비 검토

$$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2, A_{st} = 51709.50 \text{ mm}^2, \rho_{use} = 0.01646$$

$$- 1\text{단} : \text{H29} - 45\text{EA} (A_s=28908.000 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : \text{H25} - 45\text{EA} (A_s=22801.500 \text{ mm}^2), d_2 = 127.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{\min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0165) \leq \rho_{\max} (= 0.0600) \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\rho_{\min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \times f_{ck} + 0.01 \times f_y) \} = 603562.616 \text{ mm}^2$$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉔ 평형하중 산정

$$\begin{aligned}
 c_b &= 600 / (600 + f_y) \times d = 1132.735 \text{ mm}, \quad a_b = k_1 \times c_b = 962.824 \text{ mm} \\
 C_c &= 0.85 \times 27.0 \times 1496519.879 = 34345.131 \text{ kN}, \quad \sum C_{si} = 7853.045 \text{ kN}, \quad \sum T_{si} = 6004.592 \text{ kN} \\
 P_b &= 34345.131 + 7853.045 - 6004.592 = 36193.584 \text{ kN} \\
 M_b &= C_c \times 926.007 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 24719.576 \text{ kN.m} \\
 e_b &< e \rightarrow \text{인장 파괴} \quad (e_b = M_b/P_b = 682.982 \text{ mm}, \quad e = M_u/P_u = 1062.968 \text{ mm})
 \end{aligned}$$

㉕ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 892.898 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 758.963 \text{ mm}$ 를 사용.

$$\begin{aligned}
 C_c &= 0.85 \times 27.0 \times 1093472.229 = 25095.188 \text{ kN} \\
 \sum C_{si} &= 6648.017 \text{ kN}, \quad \sum T_{si} = 8887.785 \text{ kN} \\
 P_n &= 25095.188 + 6648.017 - 8887.785 = 22855.419 \text{ kN} \\
 M_n &= C_c \times 936.845 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 24294.585 \text{ kN.m} \\
 \text{- 편심오차 : } |e - M_n/P_n (=1062.968)| &= 0.0004 \leq 0.010 \quad \therefore \text{허용오차 만족}
 \end{aligned}$$

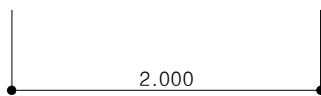
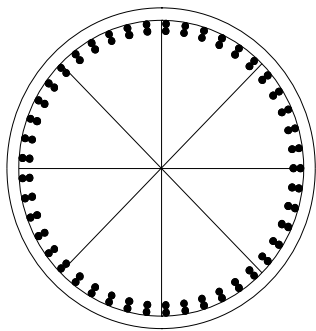
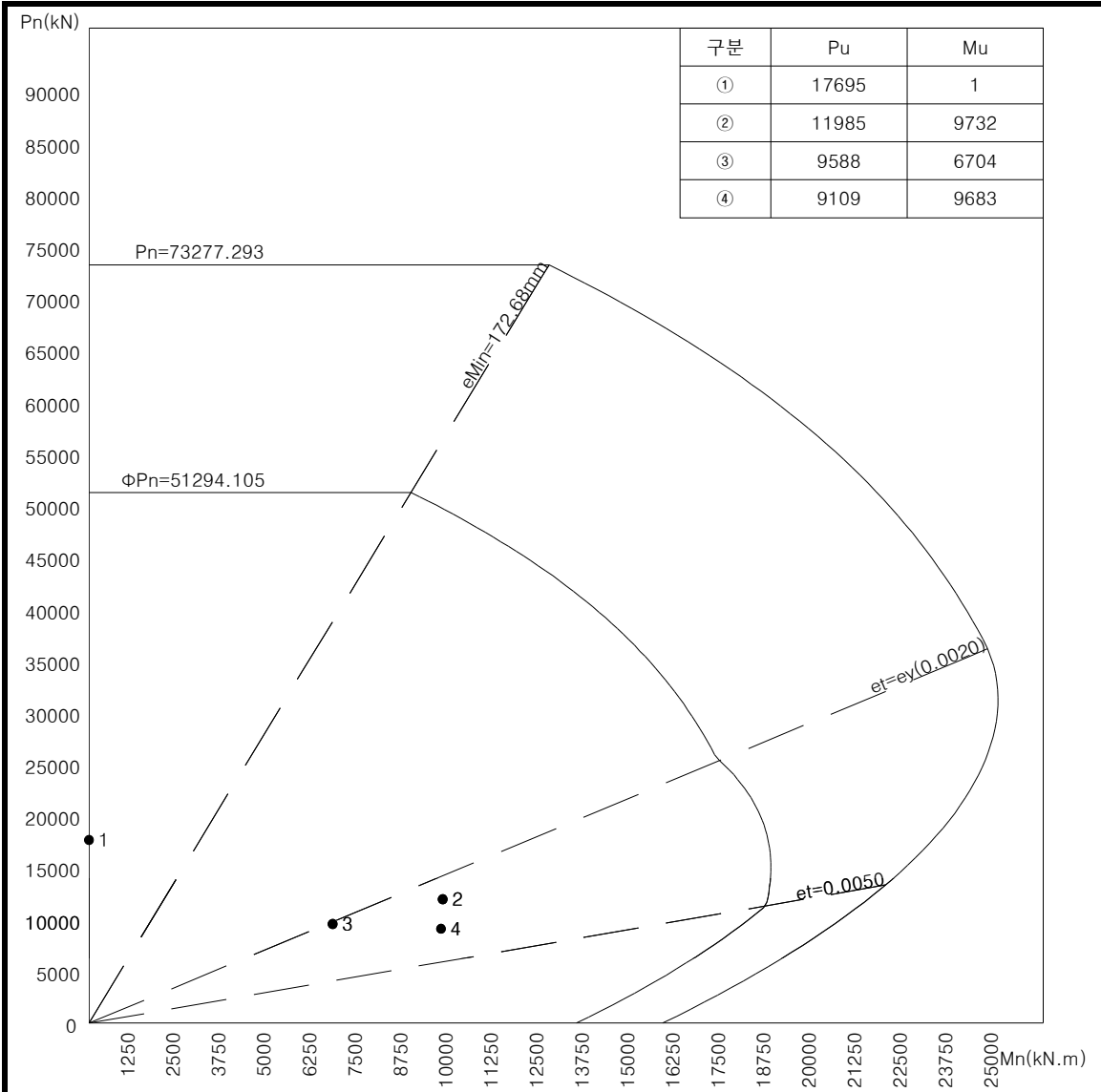
㉖ 강도감소계수(Φ) 산정

$$\begin{aligned}
 d_t &= 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm} \\
 c &= 892.898 \text{ mm}, \quad a = k_1 \times c = 758.963 \text{ mm} \\
 \epsilon_y &= f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020 \\
 \epsilon_t &= 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 892.90) / 892.90 = 0.00338 \\
 \epsilon_y &< \epsilon_t < 0.00500 \text{ 이므로 변화구간단면이며, } \Phi &= 0.77 \text{ 를 적용한다.} \\
 \Phi &= 0.700 + (0.0034 - 0.0020) \times (0.850 - 0.700) / (0.00500 - 0.00200) = 0.769
 \end{aligned}$$

㉗ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\begin{aligned}
 \text{Max} P_n &= 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 73277.295 \text{ kN} \geq P_n = 22855.419 \text{ kN} \\
 \Phi P_n &= 0.77 \times 22855.419 = 17580.055 \text{ kN} \geq P_u = 9108.967 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K} \\
 \Phi M_n &= \Phi P_n \times 1.063 = 18687.033 \text{ kN.m} \geq M_u = 9682.539 \text{ kN.m} \quad \therefore \text{O.K}
 \end{aligned}$$

4) PM 상관도



단면제원

$R = 1000.000 \text{ mm}$
 $D = 1887.891 \text{ mm}$
 $A_g = 3141592.654 \text{ mm}^2$
 $A_{eff} = 1570796.327 \text{ mm}^2$

사용 철근

$A_{st} = 51709.500 \text{ mm}^2$
 $\rho_{use} = 0.01646$
 1단 : H29-45Ea
 2단 : H25-45Ea

9.3 합성부재력 검토

1) 기동부재력 집계 : 하단

구 분	Pu(kN)	Mx(kN.m)	My(kN.m)	M2(kN.m)	비 고
UL01	-17694.650	1.176	1119.857	1119.858	축력최대
UL14	-11985.482	9732.117	13073.289	16298.006	모멘트최대
UL22	-9588.386	3821.629	13033.469	13582.201	탄성설계
UL22	-9588.386	3821.629	13033.469	13582.201	소성설계
UE14	-9108.967	9682.539	12756.997	16015.384	편심최대
UL04	-12464.902	766.989	13610.223	13631.818	모멘트최대
UE26	-8629.547	704.953	12225.317	12245.625	편심최대

註) Pu : 축력, Mx : 교축방향 모멘트, My : 교축직각방향 모멘트

Mx, My는 확대 모멘트 값을 사용한다, $M2 = \sqrt{Mx^2 + My^2}$

※ 지진시의 조합은 교축직각방향의 부재력을 사용한다.

조합시 교축방향은 내진해석에서 얻은 3749.018 kN.m를 사용하며,

교축직각방향 기동검토시의 모멘트 확대계수를 적용한다.

$Mx = 3749.018 \times 1.019 = 3821.629$ kN.m, 2) 교축직각방향 참조

- 지진시 모멘트(=3749.018) : [5. 하중계산] - 지진에의한 하중 참조

2) 기동검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.005	0.016	0.060	0.K	51294.106	17694.650	1119.858	2.899	0.K
모멘트최대	0.005	0.016	0.060	0.K	13782.852	11985.482	16298.006	1.150	0.K
탄성설계	0.005	0.016	0.060	0.K	16063.718	9588.386	13582.201	1.675	0.K
편심최대	0.005	0.016	0.060	0.K	10403.068	9108.967	16015.384	1.142	0.K
모멘트최대	0.005	0.016	0.060	0.K	17112.732	12464.902	13631.818	1.373	0.K
편심최대	0.005	0.016	0.060	0.K	13193.148	8629.547	12245.625	1.529	0.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 13, UL001)

【 기둥 : 하부 , 1/7 】

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$, $\theta=89.940^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1887.891	17694.650	1119.858	63.288

㉡ 철근비 검토

$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2$, $A_{st} = 51709.50 \text{ mm}^2$, $P_{use} = 0.01646$

- 1단 : H29 - 45EA ($A_s=28908.000 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H25 - 45EA ($A_s=22801.500 \text{ mm}^2$), $d_2 = 127.000 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0165) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore 0.K$

$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g$, $A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \times f_{ck} + 0.01 \times f_y) \} = 1172452.293 \text{ mm}^2$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉢ 평형하중 산정

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1132.735 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 962.824 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1496519.879 = 34345.131 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 7853.045 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 6004.592 \text{ kN}$

$P_b = 34345.131 + 7853.045 - 6004.592 = 36193.584 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 926.007 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 24719.576 \text{ kN.m}$

$e_b > e \rightarrow$ 압축 파괴 ($e_b = M_b / P_b = 682.982 \text{ mm}$, $e = M_u / P_u = 63.288 \text{ mm}$)

㉣ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 2215.973 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1883.577 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 3068181.034 = 70414.755 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 13580.911 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 0.000 \text{ kN}$

$P_n = 70414.755 + 13580.911 - 0.000 = 83995.666 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 964.150 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 5315.497 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n / P_n (= 63.283)| = 0.0049 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉤ 강도감소계수(Φ) 산정

$d_t = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm}$

$c = 2215.973 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1883.577 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 2215.97) / 2215.97 = -0.00043$

$\epsilon_t \leq \epsilon_y$ 이므로 압축지배단면이며, $\Phi = 0.70$ 를 적용한다.

㉥ 축방향력 및 휨에대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{ 0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st} \} = 73277.295 \text{ kN} < P_n = 83995.666 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.70 \times 73277.295 = 51294.106 \text{ kN} \geq P_u = 17694.650 \text{ kN} \therefore 0.K$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.063 = 3246.297 \text{ kN.m} \geq M_u = 1119.858 \text{ kN.m} \therefore 0.K$

② 모멘트최대 : (부재 13, UL014)

【 기둥 : 하부 , 2/7 】

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$, $\theta=53.335^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1887.891	11985.482	16298.006	1359.812

㉡ 철근비 검토

$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2$, $A_{st} = 51709.50 \text{ mm}^2$, $P_{use} = 0.01646$

- 1단 : H29 - 45EA ($A_s=28908.000 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H25 - 45EA ($A_s=22801.500 \text{ mm}^2$), $d_2 = 127.000 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0165) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore 0.K$

$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g$, $A_{eff} = P_u / \{\Psi 0.80(0.85 \times f_{ck} + 0.01 \times f_y)\} = 794161.277 \text{ mm}^2$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉢ 평형하중 산정

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1132.735 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 962.824 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1496519.879 = 34345.131 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 7853.045 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 6004.592 \text{ kN}$

$P_b = 34345.131 + 7853.045 - 6004.592 = 36193.584 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 926.007 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 24719.576 \text{ kN.m}$

$e_b < e \rightarrow$ 인장 파괴 ($e_b = M_b / P_b = 682.982 \text{ mm}$, $e = M_u / P_u = 1359.812 \text{ mm}$)

㉣ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 780.672 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 663.572 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 910889.466 = 20904.913 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 6043.448 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 10038.337 \text{ kN}$

$P_n = 20904.913 + 6043.448 - 10038.337 = 16910.024 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 943.037 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 22994.508 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n / P_n (= 1359.815)| = 0.0029 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉤ 강도감소계수(Φ) 산정

$d_t = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm}$

$c = 780.672 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 663.572 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 780.67) / 780.67 = 0.00430$

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.00500$ 이므로 변화구간단면이며, $\Phi = 0.82$ 를 적용한다.

$\Phi = 0.700 + (0.0043 - 0.0020) \times (0.850 - 0.700) / (0.00500 - 0.00200) = 0.815$

㉦ 축방향력 및 휨에대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 73277.295 \text{ kN} \geq P_n = 16910.024 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.82 \times 16910.024 = 13782.852 \text{ kN} \geq P_u = 11985.482 \text{ kN} \therefore 0.K$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 1.360 = 18742.092 \text{ kN.m} \geq M_u = 16298.006 \text{ kN.m} \therefore 0.K$

③ 탄성설계 : (부재 13, UL022)

【 기둥 : 하부 , 3/7 】

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=1.00$, $\theta=73.658^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	$P_u(\text{kN})$	$M_u(\text{kN.m})$	e(mm)
100.000	1887.891	9588.386	13582.201	1416.526

㉡ 철근비 검토

$$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2, A_{st} = 51709.50 \text{ mm}^2, P_{use} = 0.01646$$

$$- 1\text{단} : \text{H29} - 45\text{EA} (A_s=28908.000 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : \text{H25} - 45\text{EA} (A_s=22801.500 \text{ mm}^2), d_2 = 127.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0165) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore \text{O.K}$$

$$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y) \} = 635329.049 \text{ mm}^2$$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉢ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1132.735 \text{ mm}, a_b = k_1 \times c_b = 962.824 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1496519.879 = 34345.131 \text{ kN}, \sum C_{si} = 7853.045 \text{ kN}, \sum T_{si} = 6004.592 \text{ kN}$$

$$P_b = 34345.131 + 7853.045 - 6004.592 = 36193.584 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times 926.007 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 24719.576 \text{ kN.m}$$

$$e_b < e \rightarrow \text{인장 파괴} (e_b = M_b/P_b = 682.982 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 1416.526 \text{ mm})$$

㉣ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 764.491 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 649.817 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 885052.194 = 20311.948 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 5945.217 \text{ kN}, \sum T_{si} = 10193.447 \text{ kN}$$

$$P_n = 20311.948 + 5945.217 - 10193.447 = 16063.718 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 943.981 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 22754.564 \text{ kN.m}$$

$$- \text{편심오차} : |e - M_n/P_n (= 1416.519)| = 0.0072 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$$

㉤ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max}P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\} = 73277.295 \text{ kN} \geq P_n = 16063.718 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 1.00 \times 16063.718 = 16063.718 \text{ kN} \geq P_u = 9588.386 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 1.417 = 22754.679 \text{ kN.m} \geq M_u = 13582.201 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$$

④ 편심최대 : (부재 13, UE014)

【 기둥 : 하부 , 5/7 】

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$, $\theta=52.802^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	$P_u(\text{kN})$	$M_u(\text{kN.m})$	e(mm)
100.000	1887.891	9108.967	16015.384	1758.200

㉡ 철근비 검토

$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2$, $A_{st} = 51709.50 \text{ mm}^2$, $P_{use} = 0.01646$

- 1단 : H29 - 45EA ($A_s=28908.000 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H25 - 45EA ($A_s=22801.500 \text{ mm}^2$), $d_2 = 127.000 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0165) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore \text{O.K}$

$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g$, $A_{eff} = P_u / \{\Psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y)\} = 603562.616 \text{ mm}^2$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉢ 평형하중 산정

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1132.735 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 962.824 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1496519.879 = 34345.131 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 7853.045 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 6004.592 \text{ kN}$

$P_b = 34345.131 + 7853.045 - 6004.592 = 36193.584 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 926.007 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 24719.576 \text{ kN.m}$

$e_b < e \rightarrow$ 인장 파괴 ($e_b = M_b / P_b = 682.982 \text{ mm}$, $e = M_u / P_u = 1758.200 \text{ mm}$)

㉣ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 690.525 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 586.946 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 768847.413 = 17645.048 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 5526.588 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 10932.732 \text{ kN}$

$P_n = 17645.048 + 5526.588 - 10932.732 = 12238.904 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 948.453 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 21518.343 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n / P_n (= 1758.192)| = 0.0078 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉤ 강도감소계수(Φ) 산정

$d_t = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm}$

$c = 690.525 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 586.946 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 690.52) / 690.52 = 0.00525$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

㉦ 축방향력 및 휨에대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\} = 73277.295 \text{ kN} \geq P_n = 12238.904 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.85 \times 12238.904 = 10403.068 \text{ kN} \geq P_u = 9108.967 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 1.758 = 18290.672 \text{ kN.m} \geq M_u = 16015.384 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

⑤ 모멘트최대 : (부재 13, UL004)

【 기둥 : 하부 , 6/7 】

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$, $\theta=86.775^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1887.891	12464.902	13631.818	1093.616

㉡ 철근비 검토

$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2$, $A_{st} = 51709.50 \text{ mm}^2$, $P_{use} = 0.01646$

- 1단 : H29 - 45EA ($A_s=28908.000 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H25 - 45EA ($A_s=22801.500 \text{ mm}^2$), $d_2 = 127.000 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0165) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore \text{O.K}$

$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g$, $A_{eff} = P_u / \{\Psi 0.80(0.85 \times f_{ck} + 0.01 \times f_y)\} = 825927.776 \text{ mm}^2$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉢ 평형하중 산정

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1132.735 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 962.824 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1496519.879 = 34345.131 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 7853.045 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 6004.592 \text{ kN}$

$P_b = 34345.131 + 7853.045 - 6004.592 = 36193.584 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 926.007 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 24719.576 \text{ kN.m}$

$e_b < e \rightarrow$ 인장 파괴 ($e_b = M_b / P_b = 682.982 \text{ mm}$, $e = M_u / P_u = 1093.616 \text{ mm}$)

㉣ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 878.584 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 746.797 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1069893.255 = 24554.050 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 6578.951 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 9034.532 \text{ kN}$

$P_n = 24554.050 + 6578.951 - 9034.532 = 22098.468 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 937.599 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 24167.057 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n / P_n (= 1093.608)| = 0.0083 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉤ 강도감소계수(Φ) 산정

$d_t = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm}$

$c = 878.584 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 746.797 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 878.58) / 878.58 = 0.00349$

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.00500$ 이므로 변화구간단면이며, $\Phi = 0.77$ 를 적용한다.

$\Phi = 0.700 + (0.0035 - 0.0020) \times (0.850 - 0.700) / (0.00500 - 0.00200) = 0.774$

㉦ 축방향력 및 휨에 대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 73277.295 \text{ kN} \geq P_n = 22098.468 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.77 \times 22098.468 = 17112.732 \text{ kN} \geq P_u = 12464.902 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 1.094 = 18714.760 \text{ kN.m} \geq M_u = 13631.818 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

⑥ 편심최대 : (부재 13, UE026)

【 기둥 : 하부 , 7/7 】

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$, $\theta=86.700^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1887.891	8629.547	12245.625	1419.035

㉡ 철근비 검토

$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2$, $A_{st} = 51709.50 \text{ mm}^2$, $P_{use} = 0.01646$

- 1단 : H29 - 45EA ($A_s=28908.000 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H25 - 45EA ($A_s=22801.500 \text{ mm}^2$), $d_2 = 127.000 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0165) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore O.K$

$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g$, $A_{eff} = P_u / \{\Psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y)\} = 571796.117 \text{ mm}^2$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉢ 평형하중 산정

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1132.735 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 962.824 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1496519.879 = 34345.131 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 7853.045 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 6004.592 \text{ kN}$

$P_b = 34345.131 + 7853.045 - 6004.592 = 36193.584 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 926.007 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 24719.576 \text{ kN.m}$

$e_b < e \rightarrow$ 인장 파괴 ($e_b = M_b / P_b = 682.982 \text{ mm}$, $e = M_u / P_u = 1419.035 \text{ mm}$)

㉣ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 763.811 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 649.240 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 883970.008 = 20287.112 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 5941.000 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 10200.063 \text{ kN}$

$P_n = 20287.112 + 5941.000 - 10200.063 = 16028.048 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 944.021 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 22744.285 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n / P_n (= 1419.030)| = 0.0044 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉤ 강도감소계수(Φ) 산정

$d_t = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm}$

$c = 763.811 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 649.240 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 763.81) / 763.81 = 0.00446$

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.00500$ 이므로 변화구간단면이며, $\Phi = 0.82$ 를 적용한다.

$\Phi = 0.700 + (0.0045 - 0.0020) \times (0.850 - 0.700) / (0.00500 - 0.00200) = 0.823$

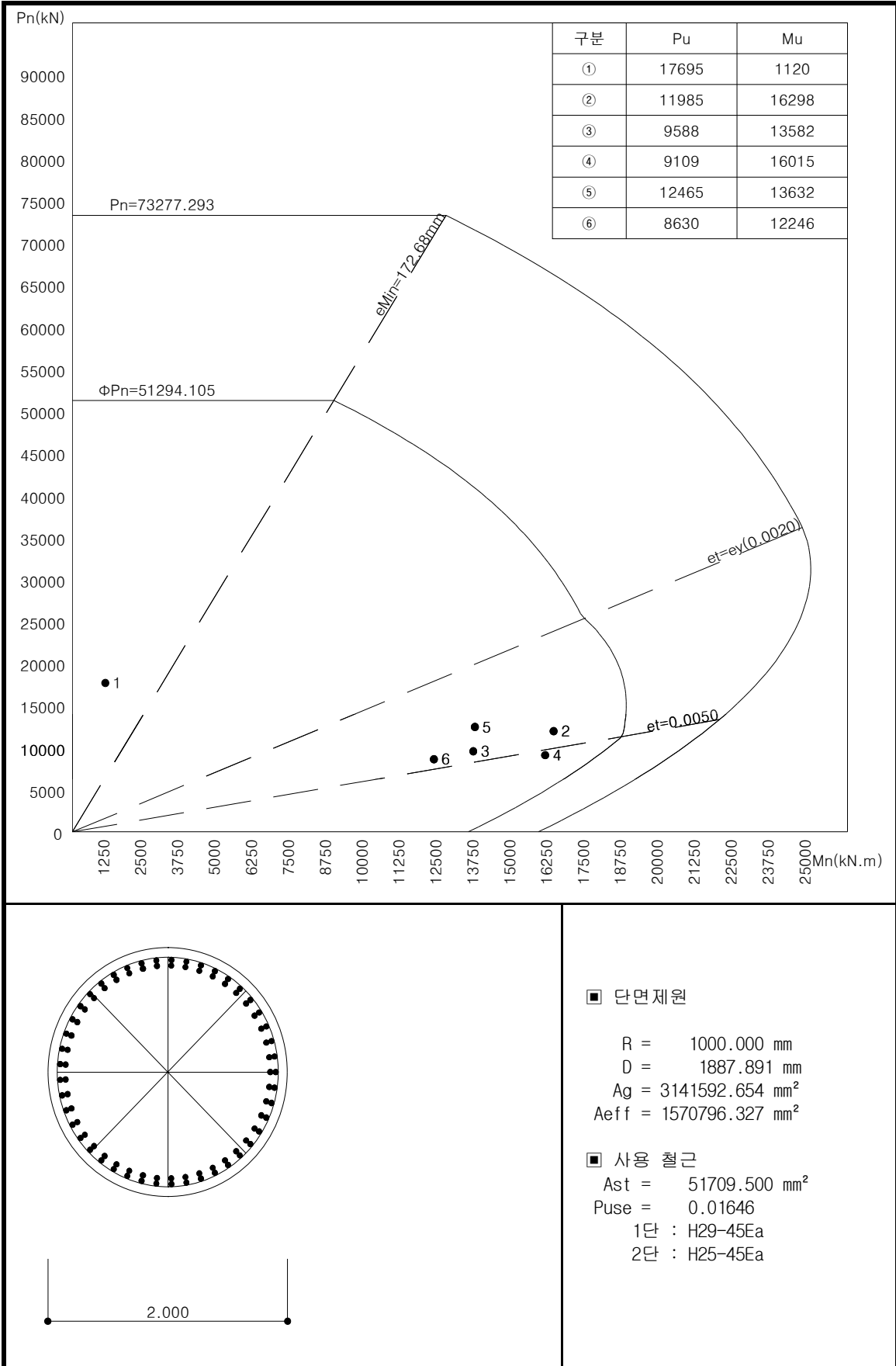
㉦ 축방향력 및 휨에 대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\} = 73277.295 \text{ kN} \geq P_n = 16028.048 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.82 \times 16028.048 = 13193.148 \text{ kN} \geq P_u = 8629.547 \text{ kN} \therefore O.K$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 1.419 = 18721.533 \text{ kN.m} \geq M_u = 12245.625 \text{ kN.m} \therefore O.K$

4) PM 상관도



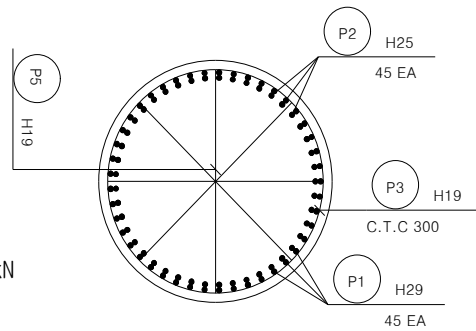
9.4 상시 전단설계

(1) 기둥에 발생하는 최대전단력 : UL004 MAX, 『기둥부재력 집계』 참조

교축방향 $V = 0.000 \text{ kN}$
 교축직각방향 $V = 955.366 \text{ kN}$
 합성전단력 $V = 955.366 \text{ kN}$
 축방향력 $P = 12464.902 \text{ kN}$

(2) 공칭전단력 $V_n = V_c + V_s \quad (\phi = 0.80)$

$$V_n = V_{\max} / \phi = 955.366 / 0.80 = 1194.208 \text{ kN}$$



(3) 압축부재에 의한 콘크리트 전단 V_c 및 필요철근 전단 V_s

① 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 d

$$h = 2000.000 \text{ mm} \quad d' = 112.109 \text{ mm}$$

$$Z_s = \sum (\text{인장철근들의 면적} \times \text{거리}) / \sum (\text{면적})$$

$$= 560.275 \text{ mm}$$

$$d = h/2 + Z_s$$

$$= 2000.000/2 + 560.275$$

$$= 1560.275 \text{ mm}$$

② 압축부재의 콘크리트 전단력 V_c

$$V_c = 1/6 \times (1 + N_u / 14A_g) \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 1/6 \times \{ 1 + 12464.902 \times 1000 / (14 \times 3141592.654) \} \times \sqrt{27.0}$$

$$\times 2000.000 \times 1560.275$$

$$= 3468.376 \text{ kN}$$

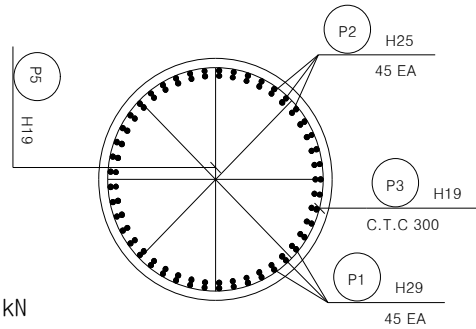
③ 필요철근 전단력 V_s

$$V_c/2 = 1734.188 \text{ kN} \geq V_n \leq V_c = 3468.376 \quad \therefore \text{전단 철근 필요 없음}$$

9.5 지진시 전단설계

(1) 기동에 발생하는 최대전단력 : ULB22 MAX, 『기동부재력 집계』 참조

교축방향 $V = 1245.650 \text{ kN}$
 교축직각방향 $V = 646.980 \text{ kN}$
 합성전단력 $V = 1403.648 \text{ kN}$
 축방향력 $P = 9588.386 \text{ kN}$



(2) 공칭전단력 $V_n = V_c + V_s$ ($\Phi = 1.00$)

$$V_n = V_{\max} / \Phi = 1403.648 / 1.00 = 1403.648 \text{ kN}$$

(3) 압축부재에 의한 콘크리트 전단 V_c 및 필요철근 전단 V_s

① 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 d

$$h = 2000.000 \text{ mm} \quad d' = 112.109 \text{ mm}$$

$$Z_s = \frac{\sum (\text{인장철근들의 면적} \times \text{거리})}{\sum (\text{면적})}$$

$$= 560.275 \text{ mm}$$

$$d = h/2 + Z_s$$

$$= 2000.000/2 + 560.275$$

$$= 1560.275 \text{ mm}$$

② 압축부재의 콘크리트 전단력 V_c

$$V_c = 1/6 \times (1 + P_u / 14A_g) \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 1/6 \times \{ 1 + 9588.386 \times 1000 / (14 \times 3141592.654) \} \times \sqrt{27.0}$$

$$\times 2000.000 \times 1560.275$$

$$= 3291.629 \text{ kN}$$

③ 필요철근 전단력 V_s

$$V_c/2 = 1645.815 \text{ kN} > V_n = 1403.648 \text{ kN} \quad \therefore \text{전단철근 불필요}$$

9.6 기둥의 횡방향 철근 간격 검토

① 단부구역과 소성힌지구역의 심부구속 철근의 설치 [도로교설계기준 6.8.3.2]

캔틸레버로 거동하는 기둥의 하단과 골조로 거동하는 기둥의 하단과 상단을 단부구역으로 한다.

단부구역의 길이는 기둥의 최대 단면치수, 기둥 순높이의 1/6,

450mm 중 가장 큰 값 이상이어야 한다.

- 기둥의 최대단면치수 $D = 2000.0 \text{ mm}$

- 기둥 순높이의 1/6 $= 7800.0 / 6 = 1300.0 \text{ mm}$

$\therefore 2000.0 \text{ mm} = 2.000 \text{ m}$

② 단부구역 및 소성힌지구역의 횡방향철근의 간격 [도로교설계기준 6.8.3.3]

횡방향철근의 간격은 부재최소단면치수의 1/4, 축방향 철근지름의 6배 이하이어야 한다.

- 기둥의 최소단면치수 $D / 4 = 2000.0 / 4 = 500.0 \text{ mm}$

- 축방향 철근지름 $6 \times d = 6 \times 29.0 = 174.0 \text{ mm}$

$\therefore 174.0 \text{ mm} = 0.174 \text{ m}$

③ 심부구속 및 단부구역의 횡방향 철근의 설치 [도로교설계기준 6.8.3.3]

심부구속 및 단부구역의 횡방향 철근은 인접부재와의 연결면으로부터 기둥 치수의

0.5배까지 연장해서 설치해야 하나 그 길이가 380 mm 작아서는 안된다.

- 기둥 치수의 0.5배 이상 연장 : $0.5 \times D = 1000.0 \text{ mm}$

$\therefore 1000.0 \text{ mm} = 1.000 \text{ m}$

④ 단부구역 이외의 위치에서 겹침이음 적용시 횡방향 철근의 간격 [도로교설계기준 6.8.3.3]

- 기둥의 최소단면치수 $D / 4 = 2000.0 / 4 = 500.0 \text{ mm}$

- 100.0 mm

$\therefore 500.0 \text{ mm} = 0.500 \text{ m}$

10. 기 초 설 계

10.1 교축직각방향

1) 기초 안정검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vx(kN)	My(kN)	ΣV (kN)	Mr (kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
SV005	12020.827	427.437	5351.595	14060.827	47806.812	6206.470	축력최대
SV004	9588.386	734.897	10165.790	11628.386	39536.512	11635.584	모멘트최대
SV015	9588.386	734.897	10165.790	11628.386	39536.512	11635.584	편심최대
SV022	9588.386	1133.030	12785.834	11628.386	39536.512	15051.894	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

$$\Sigma V = P + W, \quad W = 6.000 \times 6.800 \times 2.000 \times 25.000 = 2040.000 \text{ kN}$$

$$Mr = \Sigma V \times B/2, \quad B = 6.800 \text{ m}$$

$$My = M + P \times e, \quad e = 0.000 \text{ m}$$

$$Mo = |My + Vx \times h|, \quad h = 2.000 \text{ m}$$

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 전도에 대한 안정

- 직접기초에 작용하는 하중의 합력이 작용하는 위치는 평상시에는 바닥판 중심으로부터 바닥판 폭의 1/6이내, 지진시와 폭풍시에는 바닥판 폭의 1/3이내에 있어야 한다.

[도로교설계기준 5.6.2]

- 평상시 전도에 대한 저항모멘트는 전도모멘트의 2.0배 이상이어야 한다.
- 지진시 전도에 대한 저항모멘트는 전도모멘트의 1.5배 이상이어야 한다.

구 분	Mr (kN.m)	Mo(kN.m)	V(kN)	S.F	e(m)	허용폭(m)	비고
SV005	47806.812	6206.470	14060.827	7.703	0.441	1.133	0.K
SV004	39536.512	11635.584	11628.386	3.398	1.001	1.133	0.K
SV015	39536.512	11635.584	11628.386	3.398	1.001	1.133	0.K
SV022	39536.512	15051.894	11628.386	2.627	1.294	2.267	0.K

註) B : 기초의 폭원 (6.800m), $M = Mr - Mo$, $e = B/2 - M/V$

$$S.F = Mr/Mo \geq 2.00 \text{ (평상시)}, \geq 1.50 \text{ (지진시)}, \geq 1.50 \text{ (폭풍시)}$$

③ 활동에 대한 안정

직접기초 바닥면에서의 전단지반반력은 바닥면 아래 기초지반의 허용전단저항력 이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]

$$H_u = C_b A + V \tan \phi_b$$

Hu : 기초저면과 지반과의 사이에 작용하는 전단 저항력(kN)

Cb : 기초저면과 지반과의 부착력(kN/m²)

Φb : 기초저면과 지반과의 마찰각(degree)

A' : 기초저면의 유효재하면적(m²)

V : 기초저면에 작용하는 연직하중(kN), 다만 부력을 뺀 값으로 한다.

구 분	V(kN)	Hu(kN)	H(kN)	S.F	허용안전률	비고
SV005	14060.827	8436.496	427.437	19.737	1.500	0.K
SV004	11628.386	6977.032	734.897	9.494	1.500	0.K
SV015	11628.386	6977.032	734.897	9.494	1.500	0.K
SV022	11628.386	6977.032	1133.030	6.158	1.200	0.K

註) tanΦb = 0.600, Cb = 0, 암과 콘크리트 [도로설계편람 509-22]

S.F = Hu/H ≥ 1.50 (평상시), ≥ 1.20 (지진시), ≥ 1.20 (폭풍시)

④ 지지력에 대한 안정

직접기초 바닥면에서의 연직지반반력은 기초 바닥아래 지지지반의 허용연직지지력이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	Qa(kN)	비고
SV005	14060.827	41600.342	0.441	478.851	210.405	734.000	0.K
SV004	11628.386	27900.928	1.001	536.644	33.375	734.000	0.K
SV015	11628.386	27900.928	1.001	536.644	33.375	734.000	0.K
SV022	11628.386	24484.619	1.294	613.625	0.000	1101.000	0.K

註) B : 기초의 폭원 (6.800m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{\max} = \frac{V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right), Q_{\min} = \frac{V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right)$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 큰 경우SV005, SV004, SV015

- 하중의 작용위치가 저면 핵 외에 있는 경우 (삼각형 분포)

$$Q_{\max} = \frac{2V}{Lx}$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 작은 경우SV022

※ 허용지지력은 『지반조사보고서』에서 계산된 값과 기초의 최대허용지지력중 작은 값을 사용함

- 지반의 허용연직지지력 산정은 『지반조사보고서』를 참조.

■ 확대기초 두께에 대한 강체 검토 : [도로교 설계기준 5.4.5.2]

- 확대기초는 부재로서 필요한 두께를 확보함과 동시에 강체로서 취급되는 두께를 가져야함을 원칙으로 한다.
- 확대기초에 대한 강체로서의 취급여부는 지반반력 및 말뚝반력에 미치는 확대기초의 강성의 영향을 고려하여 판정하는 것으로서, 일반적으로 다음의 식을 만족할 때 강체로 취급할 수 있다.

$$\beta \lambda \leq 1.0$$

여기서

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{3 \cdot k}{E \cdot h^3}} (m^{-1})$$

k : kv - 직접기초인 경우, kp - 말뚝기초인 경우

kv : 연직방향 지반반력계수 (kN/m³)

$$= 3333.333 \times (\sqrt{(6.000 \times 6.800) / 0.3})^{\frac{3}{4}} = 336.316 \text{ kN/m}^3$$

$$k_v = k_{v0} \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{\frac{3}{4}}$$

$$K_{v0} = 1/0.3 \times \alpha \times E_0 = 1/0.3 \times 1.000 \times 1000.000 = 3333.33 \text{ kN/m}^3$$

L : 확대기초의 길이 (= 6.800 m)

B : 확대기초의 폭 (= 6.000 m)

E : 확대기초의 탄성계수 (= 27804000.000 kN/m²)

h : 확대기초의 평균두께 (= 2.000 m)

λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

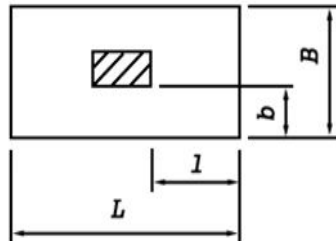
$$\beta = \sqrt[4]{\{(3 \times 336.316) / (27804000.000 \times 2.000^3)\}} = 0.046 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

★ 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우

$$\lambda = \max(l, b) = \max(2.000, 2.400) = 2.400$$

다만, l ≥ L/2이면 l = L/2 = 3.400

b ≥ B/2이면 b = B/2 = 3.400



$$\beta \lambda = 0.046 \times 2.400 = 0.111 \leq 1.0, \therefore O.K$$

2) 기초 단면검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vx(kN)	My(kN)	ΣV(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
UL001	17694.650	0.000	-1119.857	20346.650	69178.610	1119.857	축력최대
UL004	12464.902	955.366	13215.527	15116.902	51397.467	15126.260	모멘트최대
UE026	8629.547	881.877	11980.811	10465.547	35582.860	13744.564	편심최대
UL022	9588.386	1133.030	12785.834	11628.386	39536.512	15051.894	지진시
SV005	12020.827	427.437	5351.595	14060.827	47806.812	6206.470	축력최대
SV004	9588.386	734.897	10165.790	11628.386	39536.512	11635.584	모멘트최대
SV015	9588.386	734.897	10165.790	11628.386	39536.512	11635.584	편심최대
SV022	9588.386	1133.030	12785.834	11628.386	39536.512	15051.894	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

$$\Sigma V = P + W, \quad W = 6.000 \times 6.800 \times 2.000 \times 25.000 \times \text{하중계수}$$

$$M_r = \Sigma V \times B/2, \quad B = 6.800 \text{ m}$$

$$M_y = M + P \times e, \quad e = 0.000 \text{ m}$$

$$M_o = |M_y + V_x \times h|, \quad h = 2.000 \text{ mm}$$

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 지반지지력 산정

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	X(m)
UL001	20346.650	68058.753	0.055	3137.465	2846.844	6.800
UL004	15116.902	36271.207	1.001	4185.824	260.324	6.800
UE026	10465.547	21838.296	1.313	3343.597	0.000	6.260
UL022	11628.386	24484.619	1.294	3681.750	0.000	6.317
SV005	14060.827	41600.342	0.441	2873.106	1262.431	6.800
SV004	11628.386	27900.928	1.001	3219.864	200.249	6.800
SV015	11628.386	27900.928	1.001	3219.864	200.249	6.800
SV022	11628.386	24484.619	1.294	3681.750	0.000	6.317

註) B : 기초의 폭원 (6.800m), $M = M_r - M_o$, $e = B/2 - M/V$

- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{\max} = \frac{V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right), \quad Q_{\min} = \frac{V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right)$$

: 저면반력의 작용폭($x = 3 \cdot [B/2 - e]$)이 B보다 큰 경우

=>SV005, SV004, SV015, UL001, UL004

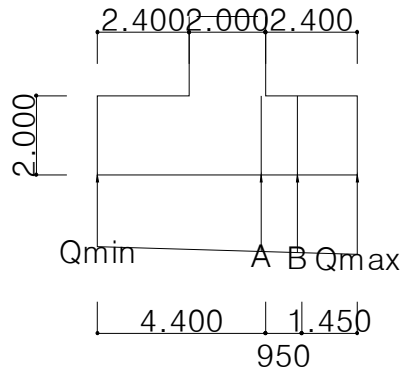
- 하중의 작용위치가 저면 핵 외에 있는 경우 (삼각형 분포)

$$Q_{\max} = \frac{2V}{Lx}$$

: 저면반력의 작용폭($x = 3 \cdot [B/2 - e]$)이 B보다 작은 경우

=>SV022, UE026, UL022

③ 기초의 단면력 계산



㉠ 기초자중에 의한 단면력

$$V_b = 1.450 \times 2.000 \times 6.000 \times 25.000 = 435.000 \text{ kN}$$

$$M_a = 2.514 \times 2.000 \times 6.000 \times 25.000 \times 2.514/2 = 948.029 \text{ kN.m}$$

㉡ 지반반력에 의한 단면력

$$M_a = Q_a \times 2.514^2 / 2 + (Q_{\max} - Q_a) / 2 \times 2.514^2 \times 2/3$$

㉢ 사용하중 단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에 의한 단면력		사용하중 단면력	
	Qmax(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
SV005	2873.106	2277.630	2529.654	3917.001	8452.044	3482.001	7504.014
SV004	3219.864	2103.495	2575.976	4201.984	8999.141	3766.984	8051.112
SV015	3219.864	2103.495	2575.976	4201.984	8999.141	3766.984	8051.112
SV022	3681.750	2216.457	2836.613	4725.813	10091.201	4290.813	9143.171

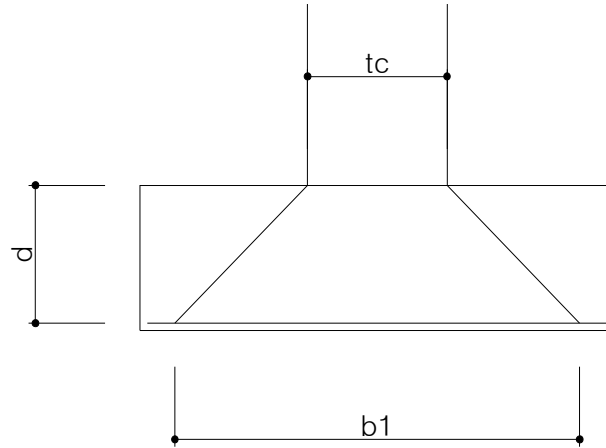
※ 사용하중단면력 = 지반반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력

㉣ 계수하중 단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에 의한 단면력		계수단면력	
	Qmax(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
UL001	3137.465	3030.021	3075.494	4504.395	9801.518	3938.895	8569.079
UL004	4185.824	2734.543	3348.769	5462.579	11698.884	4897.079	10466.446
UE026	3343.597	2000.828	2569.128	4286.725	9151.666	3895.225	8298.440
UL022	3681.750	2216.457	2836.613	4725.813	10091.201	4290.813	9143.171

※ 계수단면력 = 지반반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력 x 사하중계수

④ 2방향 직사각형 확대기초의 휨철근배치 : [도로교 설계기준] 5.4.5.5



$$b = tc + 2 \cdot d \leq B$$

$$= 5800.00 \text{ mm}$$

b : 유효폭
B : 확대기초 전폭
tc : 교각구체폭
d : 확대기초 유효높이

㉠ 긴 변 방향의 휨철근은 전폭에 걸쳐 등간격으로 배치하여야 한다.

㉡ 짧은 변 방향의 휨철근은 아래식으로 결정되는 철근량을 확대기초의 짧은 변의 폭만큼의 중심구간 폭에 걸쳐 균등하게 배치하여야 하며, 중심구간폭은 중심선은 기둥 또는 교각의 중심선으로 한다.

나머지 철근량은 기초 중심구간 폭의 외측부분에 균등하게 배치하여야 한다.

$$A_{s,m} = \frac{2}{1+\beta} A_{s,s}$$

$A_{s,s}$: 기초 짧은 변 방향에 대하여 필요한 총 철근량 (= 10390.617 mm² , 기초단면 검토 참조)

β : 확대기초의 짧은 변에 대한 긴 변의 비 (= 6.800/6.000 = 1.133)

$$A_{s,m} = 2 / (1 + 1.133) \times 103.906 = 9741.203 \text{ mm}^2$$

→ 유효폭내에 배치된 철근량은 13440.221 mm² 이므로 위 조건에 만족한다.

: 사용철근 = D19 - 55EA ∴ O.K

1) 단면 검토 : 교각-지점부

★ 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.80$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
6000.0	2000.0	1900.0	100.0	10466.4	4897.1

★ 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 23814.900 \times 400.00 = 9525960.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 6000.000 = 137700.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 69.179 \text{ mm, } c = 69.179 / \beta_1 = 69.179 / 0.85 = 81.387 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 81.387) / 81.387 = 0.06704$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 16407.725 \text{ mm}^2$$

★ 사용철근량 = 23814.9 mm^2 (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.451]

1단 : H25 - 47.0 EA (= 23814.9 mm^2)

★ 철근비 검토

$$A_{s,temp} = 0.0015 \times 6000.0 \times 1200.0 = 10800.000 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,req} = 16407.725 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{min} = \text{Max}(16407.725, 10800.000) / b d = 0.00144$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00209$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

★ 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 69.179 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 23814.900 \times 400 \times (1900.00 - a/2) = 15104.352 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 10466.446 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K} \quad [\text{안전률 } 1.443]$$

★ 전단에 대한 검토 ($d = 1900.00 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 6000.00 \times 1900.00 = 7898.152 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 4897.079 \text{ kN}) , \text{ 전단보강 불필요.}$$

- 수평철근 검토

★ 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

단, 단위M당 1800 mm² 이하

사용철근량 : H19 - 55 EA

$$H19 - 28 EA = 23779.500 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 0.0015 \times 2000.0 \times 6800.0 = 20400.0 \text{ mm}^2 < 23779.5 \text{ mm}^2$$

$$(23779.500 / 6.800) = 3496.985 \text{ mm}^2 > (1800 \text{ mm}^2)$$

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 : H19 - 28 EA

$$= 8022.000 \text{ mm}^2$$

필요철근량 : 300.000 mm²

$$< 8022.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore 0.K$$

- 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi / 3)] = 8051.112 \times 1000000 / [23814.900 \times (1900.000 - 298.331/3)] \\ = 187.759 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]}$$

$$= -7 \times 23814.900 / 6000.0 + 7 \times 23814.900 / 6000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 6000.0 \times 1900.0) / (7 \times 23814.900)]}$$

$$= 298.331 \text{ mm}$$

사용철근량 = 23814.9 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H25 - 47.0 EA (= 23814.9 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 25/2 = 87.50 \text{ mm}$$

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 187.76) - 2.5 \times 87.50 = 200.67 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 187.76) = 335.54 \text{ mm}$$

Sa는 작은 값인 200.67 mm 를 적용

$$S = 6000.00 / 47.0 EA = 127.66 \leq S_a (= 200.67 \text{ mm}) \quad \therefore 0.K$$

10.2 교축방향

1) 기초 안정검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vy(kN)	Mx(kN)	ΣV (kN)	Mr (kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
SVB16	12020.827	687.546	-7339.601	14060.827	42182.481	5964.508	축력최대
SVB14	9588.386	724.225	-7629.980	11628.386	34885.158	6181.531	모멘트최대
SVB14	9588.386	724.225	-7629.980	11628.386	34885.158	6181.531	편심최대
SVB22	9588.386	1245.650	6650.378	11628.386	34885.158	9141.678	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

$$\Sigma V = P + W, \quad W = 6.000 \times 6.800 \times 2.000 \times 25.000 = 2040.000 \text{ kN}$$

$$Mr = \Sigma V \times B/2, \quad B = 6.000 \text{ m}$$

$$Mx = M + P \times e, \quad e = 0.000 \text{ m}$$

$$Mo = |Mx + Vy \times h|, \quad h = 2.000 \text{ m}$$

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 전도에 대한 안정

- 직접기초에 작용하는 하중의 합력이 작용하는 위치는 평상시에는 바닥판 중심으로부터 바닥판 폭의 1/6이내, 지진시와 폭풍시에는 바닥판 폭의 1/3이내에 있어야 한다.

[도로교설계기준 5.6.2]

- 평상시 전도에 대한 저항모멘트는 전도모멘트의 2.0배 이상이어야 한다.
- 지진시 전도에 대한 저항모멘트는 전도모멘트의 1.5배 이상이어야 한다.

구 분	Mr (kN.m)	Mo(kN.m)	V(kN)	S.F	e(m)	허용폭(m)	비고
SVB16	42182.481	5964.508	14060.827	7.072	0.424	1.000	0.K
SVB14	34885.158	6181.531	11628.386	5.643	0.532	1.000	0.K
SVB14	34885.158	6181.531	11628.386	5.643	0.532	1.000	0.K
SVB22	34885.158	9141.678	11628.386	3.816	0.786	2.000	0.K

註) B : 기초의 폭원 (6.000m), $M = Mr - Mo$, $e = B/2 - M/V$

$$S.F = Mr/Mo \geq 2.00 \text{ (평상시)}, \geq 1.50 \text{ (지진시)}, \geq 1.50 \text{ (폭풍시)}$$

③ 활동에 대한 안정

직접기초 바닥면에서의 전단지반반력은 바닥면 아래 기초지반의 허용전단저항력 이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]

$$H_u = C_b A + V \tan \phi_b$$

Hu : 기초저면과 지반과의 사이에 작용하는 전단 저항력(kN)

Cb : 기초저면과 지반과의 부착력(kN/m²)

Φb : 기초저면과 지반과의 마찰각(degree)

A' : 기초저면의 유효재하면적(m²)

V : 기초저면에 작용하는 연직하중(kN), 다만 부력을 뺀 값으로 한다.

구 분	V(kN)	Hu(kN)	H(kN)	S.F	허용안전률	비고
SVB16	14060.827	8436.496	687.546	12.270	1.500	0.K
SVB14	11628.386	6977.032	724.225	9.634	1.500	0.K
SVB14	11628.386	6977.032	724.225	9.634	1.500	0.K
SVB22	11628.386	6977.032	1245.650	5.601	1.200	0.K

註) $\tan \phi_b = 0.600$, $C_b = 0$, 암과 콘크리트 [도로설계편람 509-22]

S.F = $H_u/H \geq 1.50$ (평상시), ≥ 1.20 (지진시), ≥ 1.20 (폭풍시)

④ 지지력에 대한 안정

직접기초 바닥면에서의 연직지반반력은 기초 바닥아래 지지지반의 허용연직지지력이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	Qa(kN)	비고
SVB16	14060.827	36217.973	0.424	490.817	198.439	734.000	0.K
SVB14	11628.386	28703.627	0.532	436.518	133.501	734.000	0.K
SVB14	11628.386	28703.627	0.532	436.518	133.501	734.000	0.K
SVB22	11628.386	25743.480	0.786	509.070	60.949	1101.000	0.K

註) B : 기초의 폭원 (6.000m), $M = M_r - M_o$, $e = B/2 - M/V$

- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{\max} = \frac{V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right), Q_{\min} = \frac{V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right)$$

: 저면반력의 작용폭($x = 3 \cdot [B/2 - e]$)이 B보다 큰 경우SVB16, SVB14, SVB14, SVB22

※ 허용지지력은 『지반조사보고서』에서 계산된 값과 기초의 최대허용지지력중 작은 값을 사용함

- 지반의 허용연직지지력 산정은 『지반조사보고서』를 참조.

2) 기초 단면검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vy(kN)	Mx(kN)	ΣV(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
ULB01	17694.650	0.000	-1.176	20346.650	61039.950	1.176	축력최대
ULB14	11985.482	905.281	-9537.475	14535.482	43606.446	7726.913	모멘트최대
UEB14	9108.967	905.281	-9537.301	11046.967	33140.901	7726.739	편심최대
ULB22	9588.386	1245.650	6650.378	11628.386	34885.158	9141.678	지진시
SVB16	12020.827	687.546	-7339.601	14060.827	42182.481	5964.508	축력최대
SVB14	9588.386	724.225	-7629.980	11628.386	34885.158	6181.531	모멘트최대
SVB14	9588.386	724.225	-7629.980	11628.386	34885.158	6181.531	편심최대
SVB22	9588.386	1245.650	6650.378	11628.386	34885.158	9141.678	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

$$\Sigma V = P + W, \quad W = 6.000 \times 6.800 \times 2.000 \times 25.000 \times \text{하중계수}$$

$$M_r = \Sigma V \times B/2, \quad B = 6.000 \text{ m}$$

$$M_x = M + P \times e, \quad e = 0.000 \text{ m}$$

$$M_o = |M_x + V_y \times h|, \quad h = 2.000 \text{ m}$$

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 지반지지력 산정

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	X(m)
ULB01	20346.650	61038.774	0.000	3391.304	3390.912	6.000
ULB14	14535.482	35879.533	0.532	3710.399	1134.761	6.000
UEB14	11046.967	25414.162	0.699	3128.951	553.371	6.000
ULB22	11628.386	25743.480	0.786	3461.677	414.451	6.000
SVB16	14060.827	36217.973	0.424	3337.556	1349.386	6.000
SVB14	11628.386	28703.627	0.532	2968.319	907.809	6.000
SVB14	11628.386	28703.627	0.532	2968.319	907.809	6.000
SVB22	11628.386	25743.480	0.786	3461.677	414.451	6.000

註) B : 기초의 폭원 (6.000m), $M = M_r - M_o$, $e = B/2 - M/V$

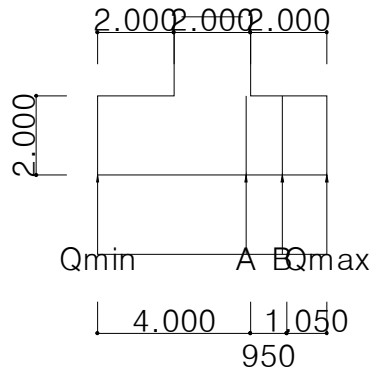
- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{\max} = \frac{V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right), \quad Q_{\min} = \frac{V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right)$$

: 저면반력의 작용폭($x = 3 \cdot [B/2 - e]$)이 B보다 큰 경우

=>SVB16, SVB14, SVB14, SVB22, ULB01, ULB14, UEB14, ULB22

③ 기초의 단면력 계산



㉔ 기초자중에 의한 단면력

$$V_b = 1.050 \times 2.000 \times 6.800 \times 25.000 = 357.000 \text{ kN}$$

$$M_a = 2.114 \times 2.000 \times 6.800 \times 25.000 \times 2.114/2 = 759.729 \text{ kN.m}$$

㉕ 지반반력에 의한 단면력

$$M_a = Q_a \times 2.114^2 / 2 + (Q_{\max} - Q_a) / 2 \times 2.114^2 \times 2/3$$

㉖ 사용하중 단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에 의한 단면력		사용하중 단면력	
	Qmax(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
SVB16	3337.556	2637.058	2989.626	3321.771	6936.008	2964.771	6176.279
SVB14	2968.319	2242.333	2607.730	2927.426	6091.965	2570.426	5332.236
SVB14	2968.319	2242.333	2607.730	2927.426	6091.965	2570.426	5332.236
SVB22	3461.677	2388.038	2928.413	3354.797	6935.429	2997.797	6175.700

※ 사용하중단면력 = 지반반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력

㉗ 계수하중 단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에 의한 단면력		계수단면력	
	Qmax(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
ULB01	3391.304	3391.166	3391.236	3560.834	7577.760	3096.734	6590.112
ULB14	3710.399	2802.916	3259.663	3659.282	7614.957	3213.032	6665.295
UEB14	3128.951	2221.488	2678.225	3048.767	6315.727	2709.617	5593.984
ULB22	3461.677	2388.038	2928.413	3354.797	6935.429	2997.797	6175.700

※ 계수단면력 = 지반반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력 x 사하중계수

1) 단면 검토 : 교축방향

★ 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.80$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
6800.0	2000.0	1900.0	100.0	6665.3	3213.0

★ 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 15757.500 \times 400.00 = 6303000.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 6800.000 = 156060.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 40.388 \text{ mm, } c = 40.388 / \beta_1 = 40.388 / 0.85 = 47.516 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 47.516) / 47.516 = 0.11696$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 10390.617 \text{ mm}^2$$

★ 사용철근량 = 15757.5 mm^2 (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.517]

1단 : H19 - 55.0 EA (= 15757.5 mm^2)

★ 철근비 검토

$$A_{s,temp} = 0.0015 \times 6800.0 \times 1200.0 = 12240.000 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,req} = 10390.617 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{min} = \text{Max}(10390.617, 12240.000) / b d = 0.00095$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00122$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

★ 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 40.388 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 15757.500 \times 400 \times (1900.00 - a/2) = 10071.154 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 6665.295 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 1.511]}$$

★ 전단에 대한 검토 ($d = 1900.00 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 6800.00 \times 1900.00 = 8951.239 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 3213.032 \text{ kN}) , \text{ 전단보강 불필요.}$$

- 수평철근 검토

★ 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

단, 단위M당 1800 mm² 이하

사용철근량 : H25 - 47 EA

$$H22 - 24 EA = 33105.300 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 0.0015 \times 2000.0 \times 6000.0 = 18000.0 \text{ mm}^2 < 33105.3 \text{ mm}^2$$

$$(33105.300 / 6.000) = 5517.550 \text{ mm}^2 > (1800 \text{ mm}^2)$$

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 : H22 - 24 EA

$$= 9290.400 \text{ mm}^2$$

필요철근량 : 300.000 mm²

$$< 9290.400 \text{ mm}^2 \quad \therefore 0.K$$

- 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi / 3)] = 6176.279 \times 1000000 / [15757.500 \times (1900.000 - 232.582/3)]$$

$$= 215.069 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]}$$

$$= -7 \times 15757.500 / 6800.0 + 7 \times 15757.500 / 6800.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 6800.0 \times 1900.0 / (7 \times 15757.500))]}$$

$$= 232.582 \text{ mm}$$

사용철근량 = 15757.5 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

$$1\text{단} : H19 - 55.0 EA (= 15757.5 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 19/2 = 90.50 \text{ mm}$$

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 215.07) - 2.5 \times 90.50 = 139.91 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 215.07) = 292.93 \text{ mm}$$

Sa는 작은 값인 139.91 mm 를 적용

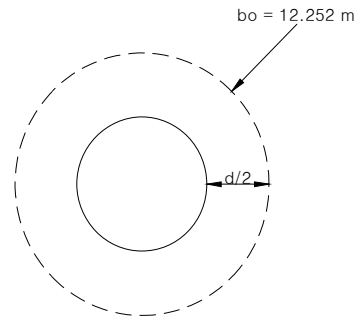
$$S = 6800.00 / 55.0 EA = 123.64 \leq S_a (= 139.91 \text{ mm}) \quad \therefore 0.K$$

11. 기초 2방향전단(편칭) 검토

1) 최대 연직하중 (V_u) : -17694.65 kN

2) PUNCHING SHEAR 검토위치 : 기둥전면 $d/2$

3) 위험단면 길이(b_o) = 12.252 m



4) 콘크리트가 부담하는 전단강도

$$\ast \beta_c = 1.000, \quad \alpha_s = 40$$

$$\begin{aligned} \textcircled{1} V_{c1} &= 1/6 \times (1 + 2/\beta_c) \times \sqrt{F_{ck}} \times b_o \times d \\ &= 1/6 \times (1 + 2/1.00) \times \sqrt{27} \times 12.252 \times 1.900 \\ &= 60481.134 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \textcircled{2} V_{c2} &= 1/6 \times (1 + (\alpha_s \cdot d)/(2 \cdot b_o)) \times \sqrt{F_{ck}} \times b_o \times d \\ &= 1/6 \times (1 + (40 \cdot 1.900)/(2 \cdot 12.252)) \times \sqrt{27} \times 12.252 \times 1.900 \\ &= 82687.412 \text{ kN} \end{aligned}$$

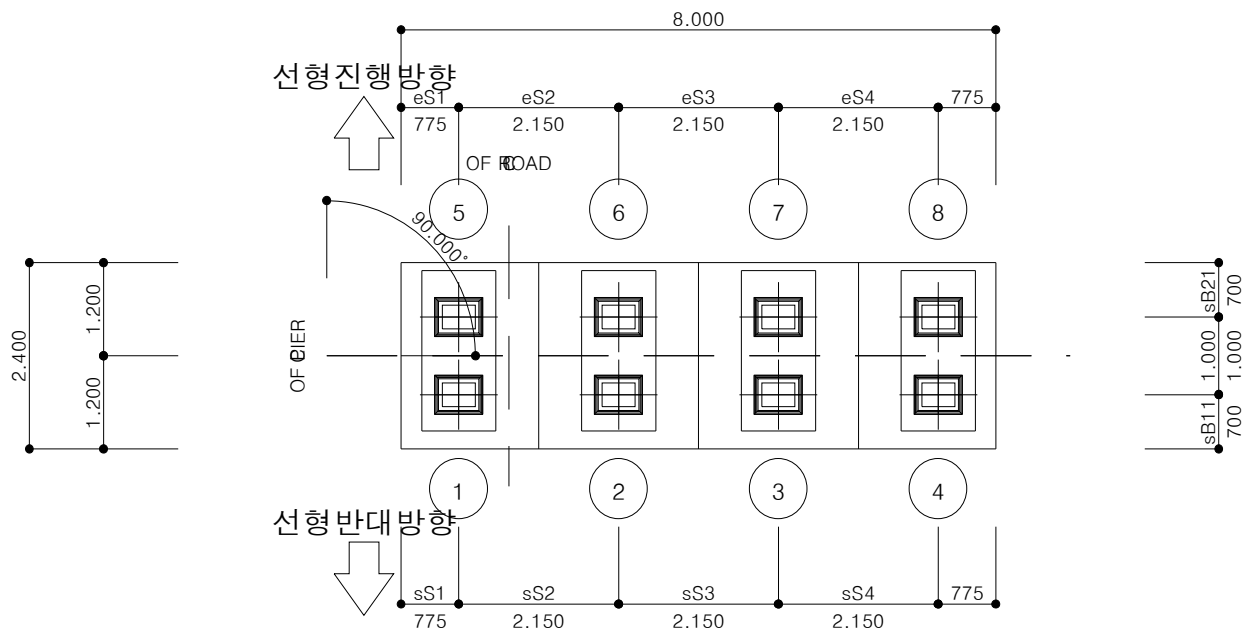
$$\begin{aligned} \textcircled{3} V_{c3} &= 1/3 \times \sqrt{F_{ck}} \times b_o \times d \\ &= 1/3 \times \sqrt{27} \times 12.252 \times 1.900 \\ &= 40320.756 \text{ kN} \end{aligned}$$

----- 이중 작은 값 사용

$$\therefore \text{콘크리트가 부담하는 전단강도} (\phi V_c) = 0.80 \times 40320.756 = 32256.605 \text{ kN}$$

$$\ast \phi V_c > V_u \text{ ----- } 0.K$$

12. 교량 받침부 검토



12.1 받침 연단거리 검토

① 필요 연단거리

㉠ 전열

- 거더의 경간길이가 100m 이하이므로 $S = 200 + 5.0L$
 $S = 200 + 5.0 \times 39.993 = 399.962 \text{ mm}$

㉡ 후열

- 거더의 경간길이가 100m 이하이므로 $S = 200 + 5.0L$
 $S = 200 + 5.0 \times 39.993 = 399.962 \text{ mm}$

② 실제 연단거리

구 분	필요연단	받침 규격		연단거리	비 고
		교축방향	직각방향		
1	399.962	305.000	445.000	547.659	0.K
2	399.962	305.000	445.000	547.659	0.K
3	399.962	305.000	445.000	547.659	0.K
4	399.962	305.000	445.000	547.659	0.K
5	399.962	305.000	445.000	547.510	0.K
6	399.962	305.000	445.000	547.510	0.K
7	399.962	305.000	445.000	547.510	0.K
8	399.962	305.000	445.000	547.510	0.K

12.2 최소 받침지지 길이 검토

① 최소 받침지지 길이

- 사각이 90.0° 이므로 받침선과 교축직각방향의 사잇각은 0.00°

$$\begin{aligned}
 N &= (200 + 1.67 \times L + 6.66 \times H) \times (1 + 0.000125 \times \theta^2) \text{ mm} \\
 &= (200 + 1.67 \times 155.126 + 6.66 \times 9.454) \times (1 + 0.000125 \times 0.00^2) \\
 &= 522.024 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

② 실제 받침지지 길이

$$N1 = 1200 - 0 - 50 = 1150 \text{ mm} \geq 522 \text{ mm} \therefore \text{O.K}$$

12.3 교량받침 수직력, 수평력 검토

구 분	수직력			수평력		
	허용값	상부반력	비 고	허용값	탄성지진력	비 고
SH0E 1	1500.000	1298.023	0.K	288.400	138.446	0.K
SH0E 2	1500.000	1286.886	0.K	288.400	138.463	0.K
SH0E 3	1500.000	1303.551	0.K	288.400	138.365	0.K
SH0E 4	1500.000	1406.627	0.K	288.400	138.197	0.K
SH0E 5	1500.000	1298.024	0.K	288.400	135.902	0.K
SH0E 6	1500.000	1286.900	0.K	288.400	136.071	0.K
SH0E 7	1500.000	1303.566	0.K	288.400	136.065	0.K
SH0E 8	1500.000	1406.628	0.K	288.400	135.758	0.K

탄성지진력은 응답수정계수(R = 1.0)를 고려한 값이며 내진장치 불필요

12.4 교량받침 보강 철근 검토

① 교량받침에 작용하는 하중

구 분	수직력	수평력		보강범위(mm)		비 고
		교축방향	직각방향	교축방향	직각방향	
1	1298.023	122.886	104.095	1145.159	1080.000	
2	1286.886	123.376	104.108	1145.159	1380.000	
3	1303.551	125.767	104.034	1145.159	1380.000	
4	1406.627	137.804	103.908	1145.159	1080.000	
5	1298.024	122.886	102.182	1145.010	1080.000	
6	1286.900	123.376	102.309	1145.010	1380.000	
7	1303.566	125.767	102.305	1145.010	1380.000	
8	1406.628	137.804	102.074	1145.010	1080.000	

탄성지진력은 응답수정계수(R = 1.0)를 고려한 값

② 교량받침 하면 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	2092.844	3177.600	0.K	1863.533	3376.200	0.K
2	2083.470	3177.600	0.K	1995.779	3376.200	0.K
3	2114.852	3177.600	0.K	2013.724	3376.200	0.K
4	2293.709	3177.600	0.K	1970.026	3376.200	0.K
5	2092.761	3177.600	0.K	1852.907	3376.200	0.K
6	2083.402	3177.600	0.K	1985.802	3376.200	0.K
7	2114.785	3177.600	0.K	2004.134	3376.200	0.K
8	2293.620	3177.600	0.K	1959.839	3376.200	0.K

③ 교량받침 콘크리트 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	682.700	4965.000	0.K	578.304	4965.000	0.K
2	685.425	4965.000	0.K	578.375	4965.000	0.K
3	698.703	4965.000	0.K	577.966	4965.000	0.K
4	765.580	4965.000	0.K	577.264	4965.000	0.K
5	682.700	4965.000	0.K	567.678	4965.000	0.K
6	685.425	4965.000	0.K	568.383	4965.000	0.K
7	698.703	4965.000	0.K	568.358	4965.000	0.K
8	765.580	4965.000	0.K	567.076	4965.000	0.K

12.5 교량받침 하면 보강 : 교량받침 2

① 교량받침에 작용하는 하중

- 연직하중 : 최대반력

$$P = 1286.886 \text{ kN}$$

- 교축방향 수평하중 : 탄성지진력, 온도변화의 영향

$$Hx1 = 945.886 \times 0.150 / 1.15 = 123.376 \text{ kN}$$

$$Hx2 = 126.908 / 1.33 = 95.420 \text{ kN}$$

☞ 수평력은 Hx1, Hx2 중 큰 값인 123.376 kN를 적용한다.

- 교축직각방향 수평하중 : 탄성지진력, 풍하중의 영향

$$B/D = 9.170 / 4.790 = 1.914 \quad [1 \leq B/D < 8]$$

$$W1 = [4.0 - 0.2 \times (9.170 / 4.790)] \times 4.790 = 17.3 \text{ kN/m} \geq 6.0 \text{ 이므로}$$

$$Hy1 = 17.326 \times 79.985 / 2 / 8EA / 1.25 = 69.291 \text{ kN}$$

$$Hy2 = 138.463 / 1.33 = 104.108 \text{ kN}$$

☞ 수평력은 Hy1, Hy2 중 큰 값인 104.108 kN를 적용한다.

② 연직하중에 대한 보강

$$\begin{aligned}b_{1x} &= 305.000 \text{ mm} & b_{1y} &= 445.000 \text{ mm} \\b_{2x} &= 700.159 \text{ mm} & b_{2y} &= 1075.000 \text{ mm} \\bcx &= 2 \times b_{2x} = 1400.318 \text{ mm} < 5 \times b_{1x} = 1525.000 \text{ mm} \\bcy &= 2 \times b_{2y} = 2150.000 \text{ mm} < 5 \times b_{1y} = 2225.000 \text{ mm} \\Asx1 &= 1/4 \times (1 - b_{1x}/bcx) \times P/f_{sa} \\&= 1/4 \times (1 - 305.000/1400.318) \times 1286.886 \times 10^3 / 180.000 \\&= 1398.045 \text{ mm}^2 \\Asy1 &= 1/4 \times (1 - b_{1y}/bcy) \times P/f_{sa} \\&= 1/4 \times (1 - 445.000/2150.000) \times 1286.886 \times 10^3 / 180.000 \\&= 1417.404 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

③ 수평하중에 대한 보강

$$\begin{aligned}Asx2 &= H_x/f_{sa} \\&= 123.376 \times 10^3 / 180.000 \\&= 685.425 \text{ mm}^2 \\Asy2 &= H_y/f_{sa} \\&= 104.108 \times 10^3 / 180.000 \\&= 578.375 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

④ 철근 보강 범위

- 교축직각방향 철근보강 범위
$$B_{xo} = b_{1x} + b_{2y} = 305.000 + 1075.000 = 1380.000 \text{ mm}$$
- 교축방향 철근보강 범위
$$B_{yo} = b_{1y} + b_{2x} = 445.000 + 700.159 = 1145.159 \text{ mm}$$

⑤ 철근량 산정

- 교축직각방향
$$As_y = Asy1 + Asy2 = 1417.404 + 578.375 = 1995.779 \text{ mm}^2$$
$$B_{xo} = 1380.000 \text{ mm} \text{ 범위내에서 H16} - 17 \text{ EA}$$
$$As = 198.600 \times 17 = 3376.200 \text{ mm}^2 \therefore 0.K$$
- 교축방향
$$As_x = Asx1 + Asx2 = 1398.045 + 685.425 = 2083.470 \text{ mm}^2$$
$$B_{yo} = 1145.159 \text{ mm} \text{ 범위내에서 H16} - 16 \text{ EA}$$
$$As = 198.600 \times 16 = 3177.600 \text{ mm}^2 \therefore 0.K$$

12.6 교량받침 콘크리트 보강 : 교량받침 2

① 교축직각방향

$$\begin{aligned}As2 &= H_y/f_{sa} = 104.108 \times 10^3 / 180.000 = 578.375 \text{ mm}^2 \\&\text{사용철근 : H16} - 17 \text{ EA} + \text{H16} - 9 \text{ EA} \\As &= 198.600 \times 17 + 198.600 \times 9 = 4965.000 \text{ mm}^2 \therefore 0.K\end{aligned}$$

② 교축방향

$$\begin{aligned}As1 &= H_x/f_{sa} = 123.376 \times 10^3 / 180.000 = 685.425 \text{ mm}^2 \\&\text{사용철근 : H16} - 17 \text{ EA} + \text{H16} - 9 \text{ EA} \\As &= 198.600 \times 17 + 198.600 \times 9 = 4965.000 \text{ mm}^2 \therefore 0.K\end{aligned}$$

교각 P5

목 차

1. 설 계 흐 림 도
2. 해석결과 요약
 - * 말뚝 안정성검토 및 응력검토
 - * 기둥의 단면 설계
 - * 단면 설계
 - * 사용성 검토
3. 설 계 조 건
 - 3.1 일반사항
 - 3.2 하중
 - 3.3 지반조건
 - 3.4 사용재료 강도
 - 3.5 설계방법
 - 3.6 참고문헌
4. 단 면 가 정
5. 하 중 계 산
6. 구 조 해 석
 - 6.1 해석모델링
 - 6.2 절점좌표
 - 6.3 단면제원
 - 6.4 하중재하도
7. 해 석 결 과 집 계
 - 7.1 하중별 부재력 집계
 - 7.2 사용하중 조합시 부재력 집계
 - 7.3 계수하중 조합시 부재력 집계
8. 두 부 보 설 계
 - 8.1 내민보의 설계 : 좌측
 - 8.2 내민보의 설계 : 우측
 - 8.3 교량받침 위치 검토

9. 기 동 설 계

- 9.1 교축직각 방향
- 9.2 교축 방향
- 9.3 합성 부재력
- 9.4 기둥의 전단설계

10. 기 초 설 계

- 10.1 교축직각 방향
- 10.2 교축방향

11. 기초 2방향전단(편칭) 검토

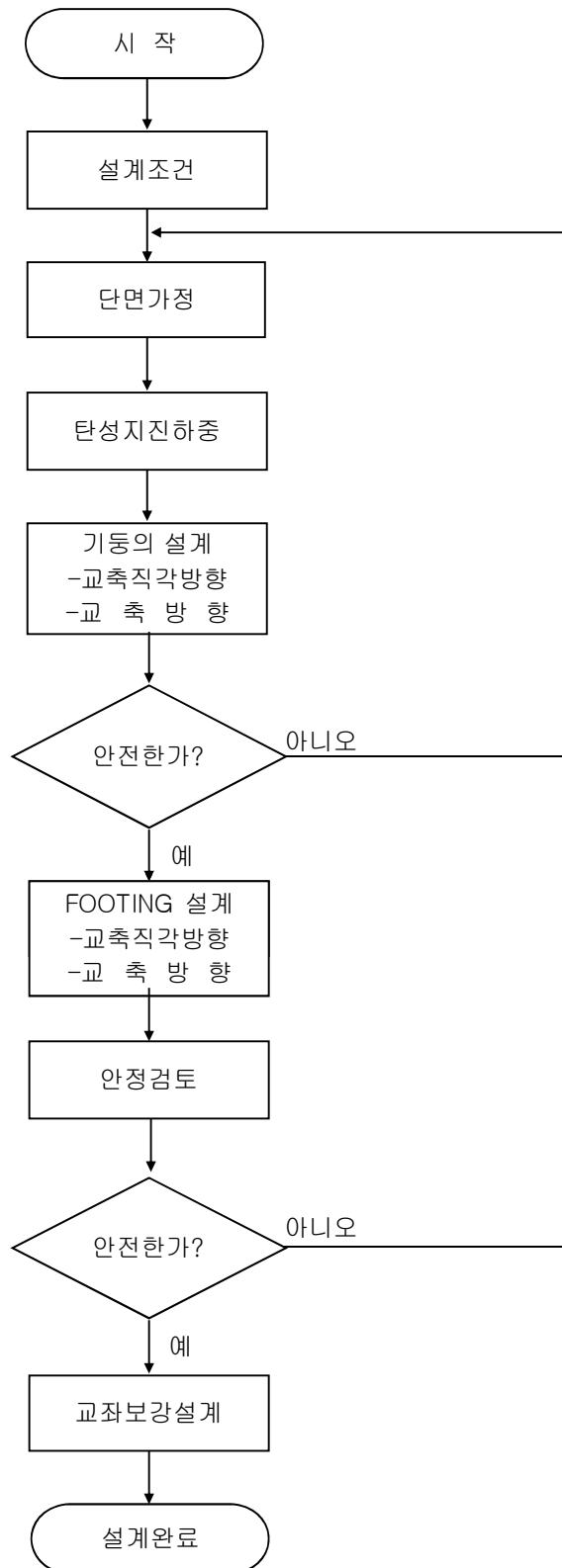
12. 교 량 받 침 부 검 토

- 12.1 받침 연단거리 검토
- 12.2 최소 받침지지 길이 검토
- 12.3 교량받침 수직력, 수평력 검토
- 12.4 교량받침 보강 철근 검토
- 12.5 교량받침 하면 보강
- 12.6 교량받침 콘크리트 보강

13. PILE 교축직각방향 검토

14. PILE 교축방향 검토

1. 설계흐름도



2. 해석결과 요약

▣ 말뚝 안정성검토 및 응력검토

구 분			허용값	발생값	비 고
교축방향	평상시	허용지지력(kN/EA)	1730.000	658.596	0.K
		허용인발력(kN/EA)	102.086	-	0.K
		휨 응력(MPa)	28.000	13.545	0.K
		전단응력(MPa)	0.850	0.741	0.K
		수평변위(mm)	15.000	4.867	0.K
	지진시	허용지지력(kN/EA)	2595.000	606.651	0.K
		허용인발력(kN/EA)	153.129	-	0.K
		휨 응력(MPa)	42.000	12.738	0.K
		전단응력(MPa)	1.250	0.783	0.K
		수평변위(mm)	15.000	2.901	0.K
교축직각 방향	평상시	허용지지력(kN/EA)	1730.000	602.085	0.K
		허용인발력(kN/EA)	118.200	-	0.K
		휨 응력(MPa)	28.000	11.721	0.K
		전단응력(MPa)	0.850	0.434	0.K
		수평변위(mm)	15.000	2.852	0.K
	지진시	허용지지력(kN/EA)	2595.000	668.316	0.K
		허용인발력(kN/EA)	177.300	-	0.K
		휨 응력(MPa)	42.000	13.024	0.K
		전단응력(MPa)	1.250	0.699	0.K
		수평변위(mm)	15.000	2.589	0.K

▣ 기둥의 단면 설계

단면위치		P _{use}	P _u (kN)	φ P _n (kN)	안전도	비 고
교축방향	축력최대	0.013	17277.222	48868.332	2.828	0.K
	모멘트최대	0.013	15209.177	23823.483	1.566	0.K
	탄성설계	0.013	9266.373	44642.889	4.818	0.K
	편심최대	0.013	8803.054	14454.320	1.642	0.K
교축직각방향	축력최대	0.013	17277.222	48868.332	2.828	0.K
	모멘트최대	0.013	12046.285	21263.277	1.765	0.K
	탄성설계	0.013	9266.373	22296.092	2.406	0.K
	편심최대	0.013	8339.736	17046.260	2.044	0.K
합성부재력	축력최대	0.013	17277.222	48868.332	2.828	0.K
	모멘트최대	0.013	15209.177	23798.546	1.565	0.K
	탄성설계	0.013	9266.373	32186.200	3.473	0.K
	편심최대	0.013	8803.054	10415.428	1.183	0.K
	모멘트최대	0.013	12046.285	21247.148	1.764	0.K
	편심최대	0.013	8339.736	17025.794	2.042	0.K

■ 단면 설계

단면위치		깊이 (mm)	피복 (mm)	Req.As (mm ²)	Use.As (mm ²)	Mu(kN.m)	ΦMn(kN.m)	안전도	비 고
두 부 보	좌측내민보	2500.0	100.0	20449.284	24411.200	-	-	1.194	0.K
	우측내민보	2500.0	100.0	21482.599	24411.200	-	-	1.136	0.K
	좌측내민보수	2400.0	100.0	991.697	4436.300	774.342	3445.861	4.450	0.K
	우측내민보수	2400.0	100.0	998.919	4436.300	779.972	3445.861	4.418	0.K
	교량받침1	1701.9	100.0	66.009	24411.200	34.824	12144.923	348.749	0.K
	교량받침2	2554.8	100.0	11528.862	24411.200	9262.078	19223.276	2.075	0.K
	교량받침7	2511.8	100.0	12451.246	24411.200	9806.889	18866.384	1.924	0.K
	교량받침4	1572.9	100.0	65.747	24411.200	31.802	11074.248	348.219	0.K
기 초	교축방향	2000.0	150.0	14704.842	24387.300	9167.206	15113.689	1.649	0.K
	교직-지점부	2000.0	150.0	17583.778	32762.400	10919.256	20118.262	1.842	0.K

■ 사용성 검토

단면위치		인장응력 (fs)	허용응력 (fsa)	철근간격(S)	최대간격(Sq)	비 고
두 부 보	좌측내민보	134.243	180.000	126.316	372.873	0.K
	우측내민보	157.256	180.000	126.316	287.027	0.K
	좌측내민보수평	78.471	180.000	192.308	789.808	0.K
	우측내민보수평	79.041	180.000	192.308	782.564	0.K
	교량받침1	9.985	180.000	126.316	6309.619	0.K
	교량받침2	111.775	180.000	126.316	490.788	0.K
	교량받침7	135.952	180.000	126.316	365.498	0.K
	교량받침4	12.550	180.000	126.316	5019.749	0.K
기 초	교축방향	164.994	180.000	123.810	129.789	0.K
	교직-지점부	147.278	180.000	127.451	195.954	0.K

3. 설 계 조 건

3.1 일 반 사 항

1) 구 조 형 식	: T형 교각
2) 상 부 형 식	: IPC GIRDER
3) 교 량 등 급	: 1 등교
4) 기 초 형 식	: 말뚝기초

3.2 하 중

1) 철근콘크리트의 단위중량	: $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$	[도로교 설계기준 2.1.2]
2) 기초지반의 단위중량	: $\gamma_{s2} = 20 \text{ kN/m}^3$	[도로교설계요령 제2권 P366]
3) 교량받침 마찰계수	: $f_s = 0.15$	

3.3 지 반 조 건

1) 기초지반의 N치	: $N = 7$	
2) 기초지반의 내부마찰각	: $\phi_2 = 25.247^\circ$	; $15 + \sqrt{15N}$
3) 기초지반의 점착력	: $C = 0 \text{ kN/m}^2$	
4) 기초지반의 마찰계수	: $\mu = 0.303$	; $\text{TAN}(\frac{2}{3} \cdot \phi_2)$: 흙과 콘크리트
5) 지반 가속도 계수	: $A = 0.154$	; 위험도 계수 x 지진구역계수
- 내진 등급	: I 등급	- 위험도 계수 : 1.4 [도로교 설계기준 6.3.1]
- 지진 구역	: I 구역	- 지진구역 계수 : 0.11

3.4 사 용 재 료 강 도

1) 콘크리트 설계기준 강도	: $f_{ck} =$	두부보: 27 MPa	
		기둥: 27 MPa	
		기초: 27 MPa	
- 탄성계수	: $E_c =$	두부보: 27804 MPa	
		기둥: 27804 MPa	
		기초: 27804 MPa	[도로교 설계기준 2.3.3]
2) 철근의 항복 강도(SD400)	: $f_y =$	두부보: 400 MPa	
		기둥: 400 MPa	
		기초: 400 MPa	
- 탄성계수	: $E_s = 200000 \text{ MPa}$		[도로교 설계기준 2.3.3]

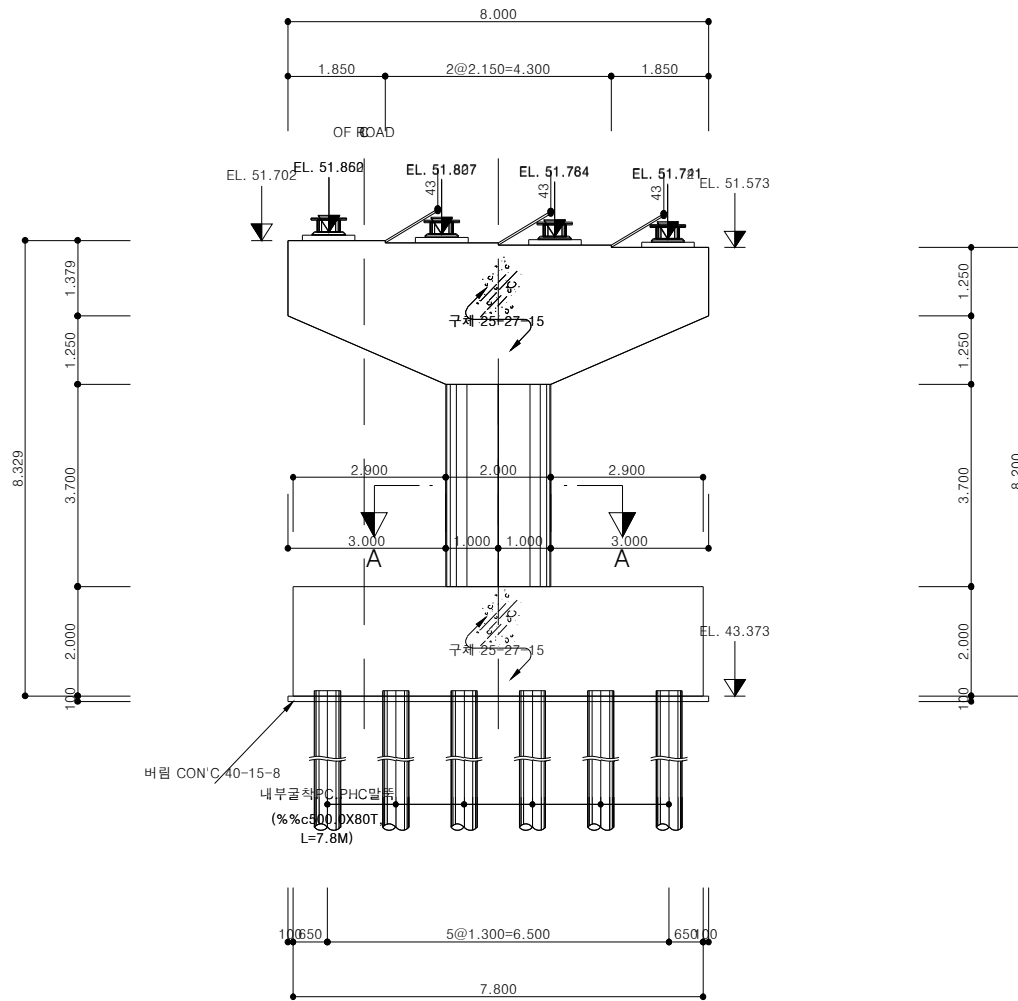
3.5 설 계 방 법

1) 안 정 성 검 토	: 허용응력 설계법
2) 단 면 설 계	: 극한강도 설계법

3.6 참 고 문 헌

1) 도로교 설계기준	: 국토해양부 (2010)
2) 콘크리트구조 설계기준	: 한국콘크리트학회 (2007)
3) 도로설계 편람	: 국토해양부 (2000)
4) 도로 설계 요령	: 한국도로공사 (2002)

4. 단 면 가 정



5. 하 중 계 산

5.1 상부반력 및 교각자중

교좌번호	고정 하중(D)	활하중(L)		
		만재하시(L1)	좌측편재하(L2)	우측편재하(L3)
1	942.126	355.897	355.897	226.450
2	945.886	341.000	341.000	299.665
3	964.210	297.995	297.995	339.341
4	1056.501	221.315	221.315	350.126
5	942.126	380.030	380.030	198.853
6	945.886	352.398	352.398	292.556
7	964.210	290.660	290.660	350.789
8	1056.501	193.699	193.699	373.821
계	7817.446	2432.994	2432.994	2431.601

※ 교각자중은 25.000 kN/m³ 의 값을 프로그램에서 자동재하

5.2 풍 하 중

1) 교축직각방향 (W-TR)

① 상부구조에 작용하는 풍하중

$$B/D = 9.170 / 4.790 = 1.914 \quad [1 \leq B/D < 8]$$

$$W1 = [4.0 - 0.2 \times (9.170 / 4.790)] \times 4.790 = 17.3 \text{ kN/m} \geq 6.0 \text{ 이므로}$$

$$= 17.326 \text{ kN/m}$$

$$P1 = 17.326 \times (39.993 + 40.004) / 2 \times \sin 90.0$$

$$= 693.007 \text{ kN}$$

$$\text{작용위치 } h = 4.790/2 + 0.400 + 0.690 = 3.484 \text{ m}$$

$$\text{작용모멘트 } My = Ph \times h = 693.007 \times 3.484 = 2414.78 \text{ kN.m}$$

② 하부구조에 작용하는 풍하중

$$W'_{\text{copping}} = 3.000 \times 2.629 \times 2.400 = 18.929 \text{ kN}$$

$$W'_{\text{column}} = 1.500 \times 2.000 = 3 \text{ kN/m (풍상측)}$$

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용 한다.

2) 교축방향 (W-L0)

① 하부구조에 작용하는 풍하중

$$W'_{\text{copping}} = 50.300 \text{ kN (Copping 높이에 따라 재하)}$$

$$W'_{\text{column}} = 1.500 \times 2.000 = 3 \text{ kN/m}$$

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용 한다.

5.3 활하중에 작용하는 풍하중

활하중에 재하되는 풍하중에 대하여는 교면상 1.5m 위치에서 1500 N/m의
풍하중이 재하되는 것으로 한다. [도로설계기준 P19]

$$\begin{aligned} P_h &= 1.500 \times (39.993 + 40.004) / 2 \times \sin 90.0 &= 59.997 \text{ kN} \\ \text{작용위치 } h &= 2.501 + 1.500 + 0.690 &= 4.691 \text{ m} \\ \text{작용모멘트 } M_y &= P_h \times h &= 59.997 \times 4.691 &= 281.437 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

5.4 온도하중 산정

1) 교축직각방향 (G-TR)

연평균 온도변화차 $\Delta T = 10^\circ\text{C}$ 적용

2) 교축방향 (G-L0)

① 교각의 종방향 변위를 유발하는 수평력

$$\delta = \alpha \times \Delta T \times L = 0.000012 \times 25.0 \times 77.6 = 0.02327 \text{ m}$$

$$\delta = \frac{P \times L^3}{3 \times E \times I} \quad P_h = \frac{3 \times E \times I \times \delta}{L^3}$$

$$\begin{aligned} P_h &= 3 \times 27804000 \times 0.78540 \times 1EA \times 0.02327 / 6.329^3 \times \sin 90.0 \\ &= 6012.527 \text{ kN} \end{aligned}$$

② 교량받침에 의한 수평력

$$\text{상부고정하중} : V_d = 7817.446 \text{ kN}$$

$$\text{교량받침마찰계수} : \mu = 0.150$$

$$\begin{aligned} P_h &= \mu \times W = 7817.446 \times 0.150 \times \sin 90.0 \\ &= 1172.617 \text{ kN} \end{aligned}$$

☞ 수평력은 ①, ②중 작은값 1172.617 kN를 적용한다.

③ 작용 모멘트

$$M_h = 1172.617 \times (0.400 + 1.379/2) = 1277.566 \text{ kN.m}$$

5.5 지진에 의한 하중 : 내진해석 참조

구 분			교 축 방 향			교 축 직 각 방 향		
위치	하중경우	기동	전단력	모멘트	변위(m)	전단력	모멘트	변위(m)
기동상단	하중경우 1	기동 1	1233.490	837.090	0.00000	664.700	2325.790	0.00000
	하중경우 2	기동 1	866.730	614.420	0.00000	1230.080	4499.200	0.00000
기동하단	하중경우 1	기동 1	1305.520	4414.870	0.00000	612.010	4137.700	0.00000
	하중경우 2	기동 1	926.350	3017.970	0.00000	1164.830	8334.510	0.00000

5.6 하중조합 : 사용하중 검토시

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E
SVB01	1.00	1.00							
SVB02	1.00		1.00						
SVB03	1.00			1.00					
SVB04	1.00				1.00				
SVB05	1.00	1.00			0.50	1.00			
SVB06	1.00		1.00		0.50	1.00			
SVB07	1.00			1.00	0.50	1.00			
SVB08	1.00	1.00					1.00	1.00	
SVB09	1.00	1.00					-1.00	1.00	
SVB10	1.00		1.00				1.00	1.00	
SVB11	1.00		1.00				-1.00	1.00	
SVB12	1.00			1.00			1.00	1.00	
SVB13	1.00			1.00			-1.00	1.00	
SVB14	1.00				1.00		1.00	1.00	
SVB15	1.00				1.00		-1.00	1.00	
SVB16	1.00	1.00			0.50	1.00	1.00	1.00	
SVB17	1.00	1.00			0.50	1.00	-1.00	1.00	
SVB18	1.00		1.00		0.50	1.00	1.00	1.00	
SVB19	1.00		1.00		0.50	1.00	-1.00	1.00	
SVB20	1.00			1.00	0.50	1.00	1.00	1.00	
SVB21	1.00			1.00	0.50	1.00	-1.00	1.00	
SVB22	1.00								1.00

D = 고정하중 또는 이에 따른 단면력

L = 활하중 또는 이에 따른 단면력

W = 풍하중 또는 이에 따른 단면력

WL = 차량활하중에 작용하는 풍하중 또는 이에 따른 단면력

E = 지진하중 또는 이에 따른 단면력

CO = 충돌하중 또는 이에 따른 단면력

G = 부등침하, 크리프, 건조수축, 제작 또는 시공시 치수착오, 습도변화

또는 온도변화등으로 인한 팽창 또는 수축변형으로 유발된 변형력 또는 이에 따른 단면력

Q = 부력 또는 양압력, 수압, 파압 등의 하중 또는 이에 따른 단면력

CF = 원심하중 또는 이에 따른 단면력

※ 위 테이블에 표시된 SVB는 교축방향이며, 모델링상의 SV0 는 교직방향을 나타냅니다.

SVB 와 SV0 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

5.7 하중조합 : 계수하중 검토시

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E
ULB01	1.30	2.15							
ULB02	1.30		2.15						
ULB03	1.30			2.15					
ULB04	1.30				1.30				
ULB05	1.30	1.30			0.65	1.30			
ULB06	1.30		1.30		0.65	1.30			
ULB07	1.30			1.30	0.65	1.30			
ULB08	1.30	1.30					1.30	1.30	
ULB09	1.30	1.30					-1.30	1.30	
ULB10	1.30		1.30				1.30	1.30	
ULB11	1.30		1.30				-1.30	1.30	
ULB12	1.30			1.30			1.30	1.30	
ULB13	1.30			1.30			-1.30	1.30	
ULB14	1.25				1.25		1.25	1.30	
ULB15	1.25				1.25		-1.25	1.30	
ULB16	1.25	1.25			0.63	1.25	1.25	1.30	
ULB17	1.25	1.25			0.63	1.25	-1.25	1.30	
ULB18	1.25		1.25		0.63	1.25	1.25	1.30	
ULB19	1.25		1.25		0.63	1.25	-1.25	1.30	
ULB20	1.25			1.25	0.63	1.25	1.25	1.30	
ULB21	1.25			1.25	0.63	1.25	-1.25	1.30	
ULB22	1.00								1.00
ULB23	1.30	1.30							
ULB24	1.30		1.30						
ULB25	1.30			1.30					
ULB26	1.20				1.20				

※이며, 모델링상의 UL0 는 교직방향을 나타냅니다.

ULB 와 UL0 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

5.8 하중조합 : 계수하중 검토시 (최대편심)

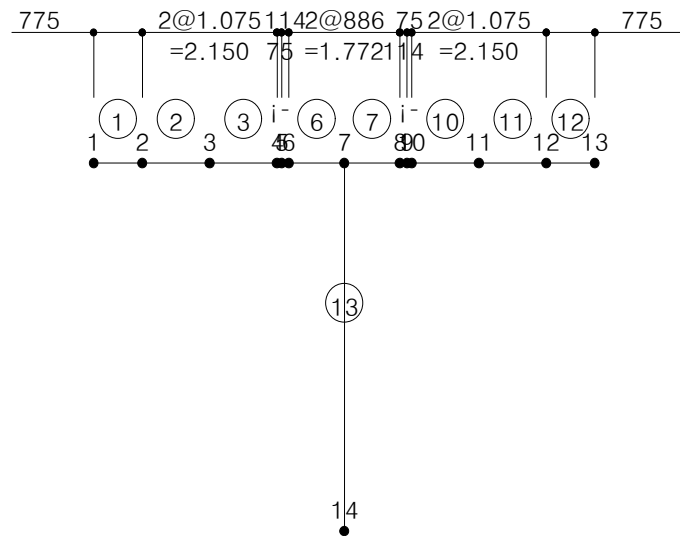
구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E
UEB01	1.00	2.15							
UEB02	1.00		2.15						
UEB03	1.00			2.15					
UEB04	1.00				1.30				
UEB05	1.00	1.30			0.65	1.30			
UEB06	1.00		1.30		0.65	1.30			
UEB07	1.00			1.30	0.65	1.30			
UEB08	1.00	1.30					1.30	1.30	
UEB09	1.00	1.30					-1.30	1.30	
UEB10	1.00		1.30				1.30	1.30	
UEB11	1.00		1.30				-1.30	1.30	
UEB12	1.00			1.30			1.30	1.30	
UEB13	1.00			1.30			-1.30	1.30	
UEB14	0.95				1.25		1.25	1.30	
UEB15	0.95				1.25		-1.25	1.30	
UEB16	0.95	1.25			0.63	1.25	1.25	1.30	
UEB17	0.95	1.25			0.63	1.25	-1.25	1.30	
UEB18	0.95		1.25		0.63	1.25	1.25	1.30	
UEB19	0.95		1.25		0.63	1.25	-1.25	1.30	
UEB20	0.95			1.25	0.63	1.25	1.25	1.30	
UEB21	0.95			1.25	0.63	1.25	-1.25	1.30	
UEB22	1.00								1.00
UEB23	1.00	1.30							
UEB24	1.00		1.30						
UEB25	1.00			1.30					
UEB26	0.90				1.20				

※이며, 모델링상의 UE0 는 교직방향을 나타냅니다.

UEB 와 UE0 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

6. 구조 해석

6.1 해석 모델링



6.2 절점 좌표

절점	X	Z	절점	X	Z	절점	X	Z
1	0.000	5.640	6	3.114	5.640	11	6.150	5.640
2	0.775	5.640	7	4.000	5.640	12	7.225	5.640
3	1.850	5.640	8	4.886	5.640	13	8.000	5.640
4	2.925	5.640	9	5.000	5.640	14	4.000	0.000
5	3.000	5.640	10	5.075	5.640			

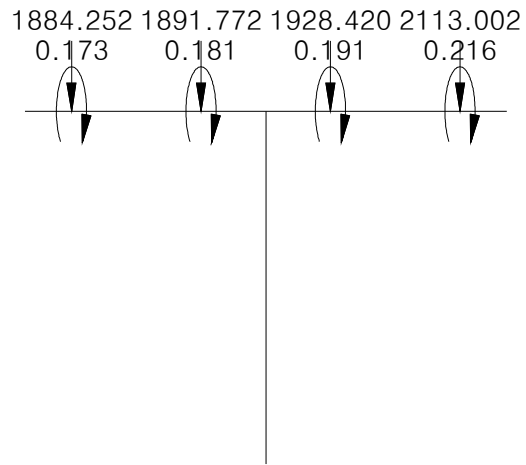
6.3 단면 제원

구분	B(m)	H(m)	A(m ²)	I ₂₂ (m ⁴)	I ₃₃ (m ⁴)	적용절점
①	2.400	1.250	3.000	1.440000	0.390625	13
②	2.400	1.379	3.310	1.588608	0.524473	1
③	2.400	1.573	3.775	1.812096	0.778424	12
④	2.400	1.702	4.085	1.960704	0.986072	2
⑤	2.400	2.021	4.850	2.328192	1.650931	11
⑥	2.400	2.064	4.954	2.377728	1.758568	
⑦	2.400	2.107	5.057	2.427264	1.870784	3
⑧	2.400	2.150	5.160	2.476800	1.987675	
⑨	2.400	2.512	6.029	2.893824	3.170216	10
⑩	2.400	2.543	6.103	2.929536	3.289039	7~9
⑪	2.400	2.555	6.132	2.943360	3.335821	4
⑫	2.400	2.586	6.206	2.979072	3.458721	5, 6
⑬	2.000	0.000	3.142	0.785398	0.785398	기동상단
⑭	2.000	0.000	3.142	0.785398	0.785398	기동하단

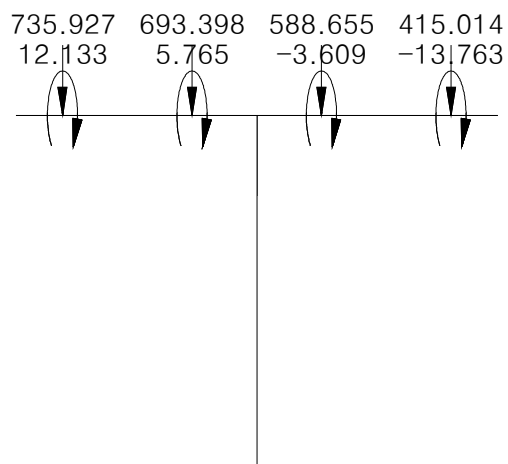
6.4 하중재하도

1) 연직하중

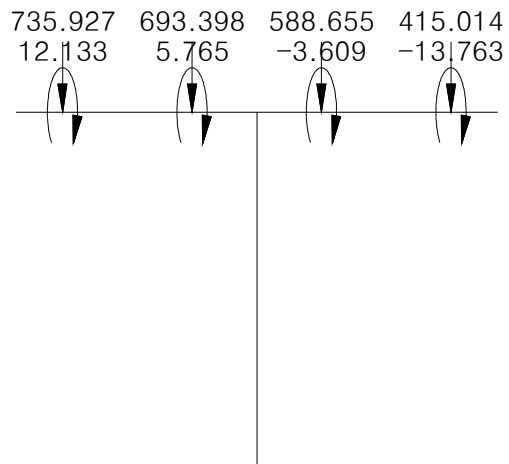
① 고정하중 (D)



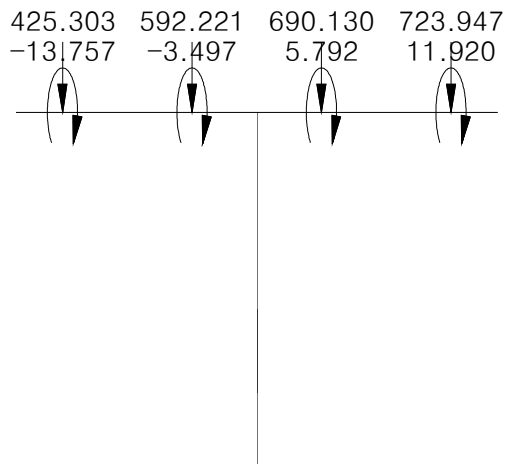
② 활하중 : 만재하시 (L1)



③ 활하중 : 좌측 편재하시 (L2)



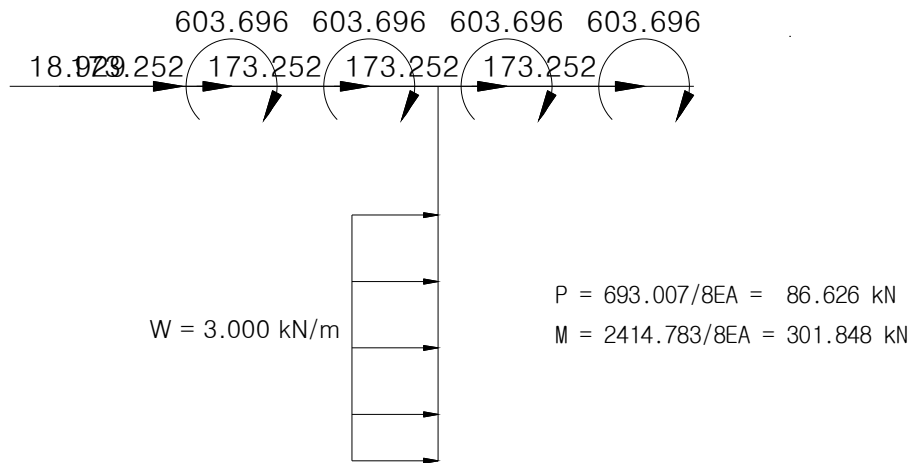
④ 활하중 : 우측 편재하시 (L3)



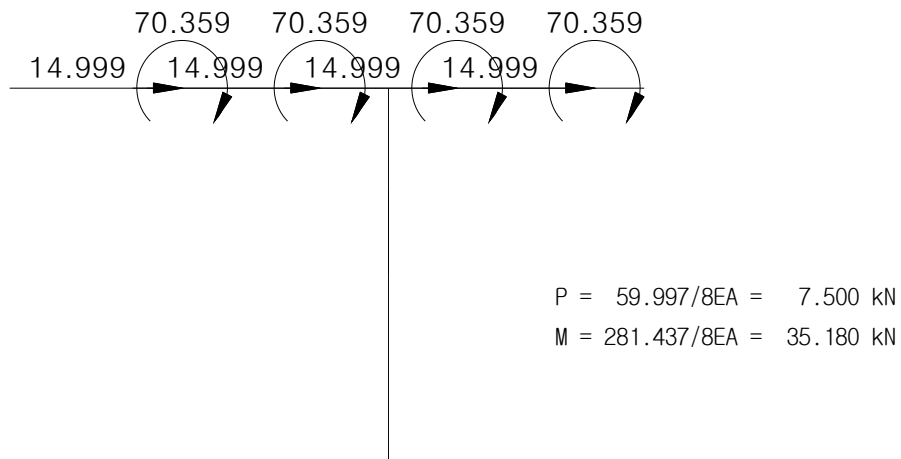
2) 수평하중

① 교축직각 방향

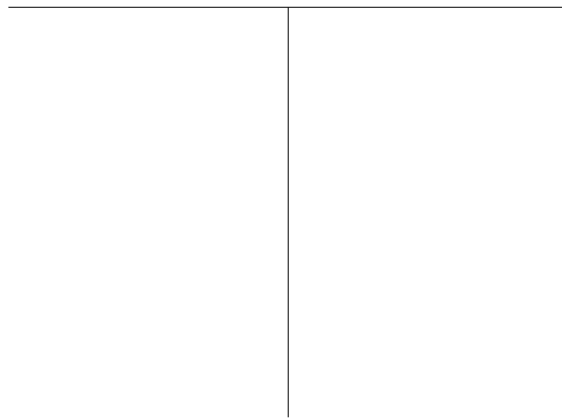
㉔ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-TR)



㉕ 풍하중 : 활하중에 재하되는 풍하중 (WL)

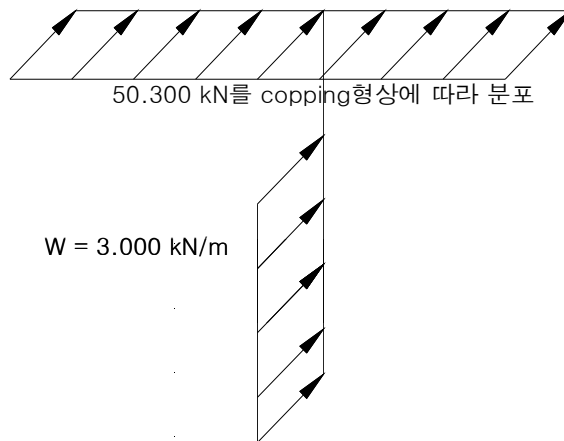


㉔ 온도하중 (G-TR) : 온도변화범위 $\Delta T_x = 10^\circ\text{C}$

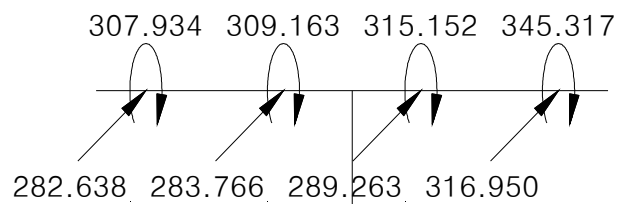


② 교축 방향

㉔ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-L0)



㉔ 온도하중 (G-L01) : $P = 1172.617 / 8EA = 146.577 \text{ kN}$ $M = 1277.566 / 8EA = 159.696 \text{ kN.m}$



7. 해석결과 집계

7.1 하중별 부재력 집계

① 기둥 : 부재번호 13

(교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-8975.776	727.124	0.000	-9266.373	727.124	0.000	
L1	-2432.994	-1147.543	0.000	-2432.994	-1147.543	0.000	
L2	-2432.994	-1147.543	0.000	-2432.994	-1147.543	0.000	
L3	-2431.601	1068.379	0.000	-2431.601	1068.379	0.000	
W-TR	0.000	3795.585	-711.937	0.000	6450.287	-723.037	
WL	0.000	397.801	-59.997	0.000	619.791	-59.997	
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-TR	0.000	4499.200	1230.080	0.000	8334.510	1164.830	

(교측방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-8975.776	-0.761	0.000	-9266.373	-0.761	0.000	
L1	-2432.994	-0.526	0.000	-2432.994	-0.526	0.000	
L2	-2432.994	-0.526	0.000	-2432.994	-0.526	0.000	
L3	-2431.601	-0.458	0.000	-2431.601	-0.458	0.000	
W-L0	0.000	-97.558	50.301	0.000	-304.205	61.401	
WL	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
G-L02	0.000	-3551.857	1172.617	0.000	-7890.540	1172.617	
E-L0	0.000	837.090	1233.490	0.000	4414.870	1305.520	

② 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재6, 절점6)		우측 (부재7, 절점8)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-5289.750	4151.485	-5798.318	-4399.305	
L1	-1852.385	1429.325	-1081.974	-1003.669	
L2	-1852.385	1429.325	-1081.974	-1003.669	
L3	-1106.713	1017.524	-1823.747	-1414.077	
W-L0	0.000	0.000	0.000	0.000	
W-TR	1207.392	0.000	-1207.392	0.000	
WL	140.718	0.000	-140.718	0.000	
G-L02	0.000	0.000	0.000	0.000	
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-L0	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	

③ 두부보 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점4)		S3(절점10)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	-26.788	1955.883	-4507.889	4122.230	-4969.572	-4370.537
L1	0.000	735.927	-1582.243	1429.325	-892.280	-1003.669
L2	0.000	735.927	-1582.243	1429.325	-892.280	-1003.669
L3	0.000	425.303	-914.401	1017.524	-1556.486	-1414.077
W-L0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	603.696	0.000	1207.392	0.000	-1207.392	0.000
WL	70.359	0.000	140.718	0.000	-140.718	0.000
G-L02	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
E-L0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

구 분	S4(절점12)	
	M(kN.m)	V(kN)
D	-24.463	-2178.635
L1	0.000	-415.014
L2	0.000	-415.014
L3	0.000	-723.947
W-L0	0.000	0.000
W-TR	-603.696	0.000
WL	-70.359	0.000
G-L02	0.000	0.000
G-TR	0.000	0.000
E-L0	0.000	0.000
E-TR	0.000	0.000

7.2 사용하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 13

(교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-11408.770	-420.420	0.000	-11699.367	-420.420	0.000	
SV002	-11408.770	-420.420	0.000	-11699.367	-420.420	0.000	
SV003	-11407.377	1795.503	0.000	-11697.974	1795.503	0.000	
SV004	-8975.776	4522.709	-711.937	-9266.373	7177.411	-723.037	
SV005	-11408.770	1875.174	-415.966	-11699.367	3424.515	-421.516	
SV006	-11408.770	1875.174	-415.966	-11699.367	3424.515	-421.516	
SV007	-11407.377	4091.097	-415.966	-11697.974	5640.437	-421.516	
SV008	-11408.770	-420.420	0.000	-11699.367	-420.420	0.000	
SV009	-11408.770	-420.420	0.000	-11699.367	-420.420	0.000	
SV010	-11408.770	-420.420	0.000	-11699.367	-420.420	0.000	
SV011	-11408.770	-420.420	0.000	-11699.367	-420.420	0.000	
SV012	-11407.377	1795.503	0.000	-11697.974	1795.503	0.000	
SV013	-11407.377	1795.503	0.000	-11697.974	1795.503	0.000	
SV014	-8975.776	4522.709	-711.937	-9266.373	7177.411	-723.037	
SV015	-8975.776	4522.709	-711.937	-9266.373	7177.411	-723.037	
SV016	-11408.770	1875.174	-415.966	-11699.367	3424.515	-421.516	
SV017	-11408.770	1875.174	-415.966	-11699.367	3424.515	-421.516	
SV018	-11408.770	1875.174	-415.966	-11699.367	3424.515	-421.516	
SV019	-11408.770	1875.174	-415.966	-11699.367	3424.515	-421.516	
SV020	-11407.377	4091.097	-415.966	-11697.974	5640.437	-421.516	
SV021	-11407.377	4091.097	-415.966	-11697.974	5640.437	-421.516	
SV022	-8975.776	5226.324	1230.080	-9266.373	9061.634	1164.830	

2) 교축방향

(교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SVB01	-11408.770	-1.287	0.000	-11699.367	-1.287	0.000	
SVB02	-11408.770	-1.287	0.000	-11699.367	-1.287	0.000	
SVB03	-11407.377	-1.219	0.000	-11697.974	-1.219	0.000	
SVB04	-8975.776	-98.319	50.301	-9266.373	-304.966	61.401	
SVB05	-11408.770	-50.066	25.150	-11699.367	-153.389	30.700	
SVB06	-11408.770	-50.066	25.150	-11699.367	-153.389	30.700	
SVB07	-11407.377	-49.998	25.150	-11697.974	-153.321	30.700	
SVB08	-11408.770	-3553.144	1172.617	-11699.367	-7891.827	1172.617	
SVB09	-11408.770	3550.570	-1172.617	-11699.367	7889.253	-1172.617	
SVB10	-11408.770	-3553.144	1172.617	-11699.367	-7891.827	1172.617	
SVB11	-11408.770	3550.570	-1172.617	-11699.367	7889.253	-1172.617	
SVB12	-11407.377	-3553.076	1172.617	-11697.974	-7891.759	1172.617	
SVB13	-11407.377	3550.638	-1172.617	-11697.974	7889.321	-1172.617	
SVB14	-8975.776	-3650.175	1222.918	-9266.373	-8195.506	1234.018	
SVB15	-8975.776	3453.538	-1122.316	-9266.373	7585.574	-1111.216	
SVB16	-11408.770	-3601.922	1197.767	-11699.367	-8043.929	1203.317	
SVB17	-11408.770	3501.791	-1147.467	-11699.367	7737.150	-1141.917	
SVB18	-11408.770	-3601.922	1197.767	-11699.367	-8043.929	1203.317	
SVB19	-11408.770	3501.791	-1147.467	-11699.367	7737.150	-1141.917	
SVB20	-11407.377	-3601.854	1197.767	-11697.974	-8043.861	1203.317	
SVB21	-11407.377	3501.859	-1147.467	-11697.974	7737.218	-1141.917	
SVB22	-8975.776	836.329	1233.490	-9266.373	4414.109	1305.520	

3) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재6, 절점6)		우측 (부재7, 절점8)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-7142.135	5580.810	-6880.291	-5402.974	
SV002	-7142.135	5580.810	-6880.291	-5402.974	
SV003	-6396.463	5169.009	-7622.064	-5813.382	
SV004	-4082.358	4151.485	-7005.710	-4399.305	
SV005	-6397.721	5580.810	-7624.705	-5402.974	
SV006	-6397.721	5580.810	-7624.705	-5402.974	
SV007	-5652.049	5169.009	-8366.479	-5813.382	
SV008	-7142.135	5580.810	-6880.291	-5402.974	
SV009	-7142.135	5580.810	-6880.291	-5402.974	
SV010	-7142.135	5580.810	-6880.291	-5402.974	
SV011	-7142.135	5580.810	-6880.291	-5402.974	
SV012	-6396.463	5169.009	-7622.064	-5813.382	
SV013	-6396.463	5169.009	-7622.064	-5813.382	
SV014	-4082.358	4151.485	-7005.710	-4399.305	
SV015	-4082.358	4151.485	-7005.710	-4399.305	
SV016	-6397.721	5580.810	-7624.705	-5402.974	
SV017	-6397.721	5580.810	-7624.705	-5402.974	
SV018	-6397.721	5580.810	-7624.705	-5402.974	
SV019	-6397.721	5580.810	-7624.705	-5402.974	
SV020	-5652.049	5169.009	-8366.479	-5813.382	
SV021	-5652.049	5169.009	-8366.479	-5813.382	
SV022	-5289.750	4151.485	-5798.318	-4399.305	

② 두부분 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점4)		S3(절점10)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	-26.788	2691.810	-6090.132	5551.555	-5861.852	-5374.206
SV002	-26.788	2691.810	-6090.132	5551.555	-5861.852	-5374.206
SV003	-26.788	2381.186	-5422.290	5139.754	-6526.058	-5784.614
SV004	576.908	1955.883	-3904.193	4122.230	-6176.964	-4370.537
SV005	345.419	2691.810	-5717.924	5551.555	-6606.267	-5374.206
SV006	345.419	2691.810	-5717.924	5551.555	-6606.267	-5374.206
SV007	345.419	2381.186	-5050.083	5139.754	-7270.473	-5784.614
SV008	-26.788	2691.810	-6090.132	5551.555	-5861.852	-5374.206
SV009	-26.788	2691.810	-6090.132	5551.555	-5861.852	-5374.206
SV010	-26.788	2691.810	-6090.132	5551.555	-5861.852	-5374.206
SV011	-26.788	2691.810	-6090.132	5551.555	-5861.852	-5374.206
SV012	-26.788	2381.186	-5422.290	5139.754	-6526.058	-5784.614
SV013	-26.788	2381.186	-5422.290	5139.754	-6526.058	-5784.614
SV014	576.908	1955.883	-3904.193	4122.230	-6176.964	-4370.537
SV015	576.908	1955.883	-3904.193	4122.230	-6176.964	-4370.537
SV016	345.419	2691.810	-5717.924	5551.555	-6606.267	-5374.206
SV017	345.419	2691.810	-5717.924	5551.555	-6606.267	-5374.206
SV018	345.419	2691.810	-5717.924	5551.555	-6606.267	-5374.206
SV019	345.419	2691.810	-5717.924	5551.555	-6606.267	-5374.206
SV020	345.419	2381.186	-5050.083	5139.754	-7270.473	-5784.614
SV021	345.419	2381.186	-5050.083	5139.754	-7270.473	-5784.614
SV022	-26.788	1955.883	-4507.889	4122.230	-4969.572	-4370.537

구 분	S4(절점 12)	
	M(kN.m)	V(kN)
SV001	-24.463	-2593.649
SV002	-24.463	-2593.649
SV003	-24.463	-2902.582
SV004	-628.159	-2178.635
SV005	-396.671	-2593.649
SV006	-396.671	-2593.649
SV007	-396.671	-2902.582
SV008	-24.463	-2593.649
SV009	-24.463	-2593.649
SV010	-24.463	-2593.649
SV011	-24.463	-2593.649
SV012	-24.463	-2902.582
SV013	-24.463	-2902.582
SV014	-628.159	-2178.635
SV015	-628.159	-2178.635
SV016	-396.671	-2593.649
SV017	-396.671	-2593.649
SV018	-396.671	-2593.649
SV019	-396.671	-2593.649
SV020	-396.671	-2902.582
SV021	-396.671	-2902.582
SV022	-24.463	-2178.635

7.3 계수하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 13

(교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-16899.446	-1521.957	0.000	-17277.222	-1521.957	0.000	
UL002	-16899.446	-1521.957	0.000	-17277.222	-1521.957	0.000	
UL003	-16896.451	3242.276	0.000	-17274.227	3242.276	0.000	
UL004	-11668.509	5879.522	-925.518	-12046.285	9330.634	-939.948	
UL005	-14831.401	2437.727	-540.755	-15209.177	4451.870	-547.970	
UL006	-14831.401	2437.727	-540.755	-15209.177	4451.870	-547.970	
UL007	-14829.590	5318.426	-540.755	-15207.366	7332.569	-547.970	
UL008	-14831.401	-546.545	0.000	-15209.177	-546.545	0.000	
UL009	-14831.401	-546.545	0.000	-15209.177	-546.545	0.000	
UL010	-14831.401	-546.545	0.000	-15209.177	-546.545	0.000	
UL011	-14831.401	-546.545	0.000	-15209.177	-546.545	0.000	
UL012	-14829.590	2334.153	0.000	-15207.366	2334.153	0.000	
UL013	-14829.590	2334.153	0.000	-15207.366	2334.153	0.000	
UL014	-11219.720	5653.386	-889.921	-11582.966	8971.764	-903.796	
UL015	-11219.720	5653.386	-889.921	-11582.966	8971.764	-903.796	
UL016	-14260.962	2343.968	-519.957	-14624.209	4280.644	-526.895	
UL017	-14260.962	2343.968	-519.957	-14624.209	4280.644	-526.895	
UL018	-14260.962	2343.968	-519.957	-14624.209	4280.644	-526.895	
UL019	-14260.962	2343.968	-519.957	-14624.209	4280.644	-526.895	
UL020	-14259.221	5113.871	-519.957	-14622.467	7050.547	-526.895	
UL021	-14259.221	5113.871	-519.957	-14622.467	7050.547	-526.895	
UL022	-8975.776	5226.324	1230.080	-9266.373	9061.634	1164.830	
UL023	-14831.401	-546.545	0.000	-15209.177	-546.545	0.000	
UL024	-14831.401	-546.545	0.000	-15209.177	-546.545	0.000	
UL025	-14829.590	2334.153	0.000	-15207.366	2334.153	0.000	
UL026	-10770.931	5427.251	-854.324	-11119.648	8612.893	-867.644	

2) 교축직각방향(편심최대)

① 기둥 : 부재번호 13

(교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UE001	-14206.713	-1740.094	0.000	-14497.310	-1740.094	0.000	
UE002	-14206.713	-1740.094	0.000	-14497.310	-1740.094	0.000	
UE003	-14203.718	3024.139	0.000	-14494.315	3024.139	0.000	
UE004	-8975.776	5661.385	-925.518	-9266.373	9112.497	-939.948	
UE005	-12138.668	2219.590	-540.755	-12429.265	4233.733	-547.970	
UE006	-12138.668	2219.590	-540.755	-12429.265	4233.733	-547.970	
UE007	-12136.857	5100.289	-540.755	-12427.454	7114.431	-547.970	
UE008	-12138.668	-764.683	0.000	-12429.265	-764.683	0.000	
UE009	-12138.668	-764.683	0.000	-12429.265	-764.683	0.000	
UE010	-12138.668	-764.683	0.000	-12429.265	-764.683	0.000	
UE011	-12138.668	-764.683	0.000	-12429.265	-764.683	0.000	
UE012	-12136.857	2116.016	0.000	-12427.454	2116.016	0.000	
UE013	-12136.857	2116.016	0.000	-12427.454	2116.016	0.000	
UE014	-8526.987	5435.249	-889.921	-8803.054	8753.627	-903.796	
UE015	-8526.987	5435.249	-889.921	-8803.054	8753.627	-903.796	
UE016	-11568.230	2125.831	-519.957	-11844.297	4062.507	-526.895	
UE017	-11568.230	2125.831	-519.957	-11844.297	4062.507	-526.895	
UE018	-11568.230	2125.831	-519.957	-11844.297	4062.507	-526.895	
UE019	-11568.230	2125.831	-519.957	-11844.297	4062.507	-526.895	
UE020	-11566.488	4895.734	-519.957	-11842.556	6832.410	-526.895	
UE021	-11566.488	4895.734	-519.957	-11842.556	6832.410	-526.895	
UE022	-8975.776	2226.857	1230.080	-9266.373	3505.294	1164.830	
UE023	-12138.668	-764.683	0.000	-12429.265	-764.683	0.000	
UE024	-12138.668	-764.683	0.000	-12429.265	-764.683	0.000	
UE025	-12136.857	2116.016	0.000	-12427.454	2116.016	0.000	
UE026	-8078.198	5209.114	-854.324	-8339.736	8394.756	-867.644	

3) 교축방향

(교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-16899.446	-2.120	0.000	-17277.222	-2.120	0.000	
ULB02	-16899.446	-2.120	0.000	-17277.222	-2.120	0.000	
ULB03	-16896.451	-1.974	0.000	-17274.227	-1.974	0.000	
ULB04	-11668.509	-127.814	65.391	-12046.285	-396.456	79.821	
ULB05	-14831.401	-65.086	32.695	-15209.177	-199.406	39.910	
ULB06	-14831.401	-65.086	32.695	-15209.177	-199.406	39.910	
ULB07	-14829.590	-64.997	32.695	-15207.366	-199.318	39.910	
ULB08	-14831.401	-4619.087	1524.402	-15209.177	-10259.375	1524.402	
ULB09	-14831.401	4615.741	-1524.402	-15209.177	10256.028	-1524.402	
ULB10	-14831.401	-4619.087	1524.402	-15209.177	-10259.375	1524.402	
ULB11	-14831.401	4615.741	-1524.402	-15209.177	10256.028	-1524.402	
ULB12	-14829.590	-4618.998	1524.402	-15207.366	-10259.286	1524.402	
ULB13	-14829.590	4615.829	-1524.402	-15207.366	10256.117	-1524.402	
ULB14	-11219.720	-4562.719	1528.647	-11582.966	-10244.382	1542.522	
ULB15	-11219.720	4316.923	-1402.895	-11582.966	9481.967	-1389.020	
ULB16	-14260.962	-4502.403	1497.209	-14624.209	-10054.911	1504.147	
ULB17	-14260.962	4377.239	-1434.333	-14624.209	9671.438	-1427.396	
ULB18	-14260.962	-4502.403	1497.209	-14624.209	-10054.911	1504.147	
ULB19	-14260.962	4377.239	-1434.333	-14624.209	9671.438	-1427.396	
ULB20	-14259.221	-4502.318	1497.209	-14622.467	-10054.826	1504.147	
ULB21	-14259.221	4377.324	-1434.333	-14622.467	9671.523	-1427.396	
ULB22	-8975.776	836.329	1233.490	-9266.373	4414.109	1305.520	
ULB23	-14831.401	-1.673	0.000	-15209.177	-1.673	0.000	
ULB24	-14831.401	-1.673	0.000	-15209.177	-1.673	0.000	
ULB25	-14829.590	-1.585	0.000	-15207.366	-1.585	0.000	
ULB26	-10770.931	-117.982	60.361	-11119.648	-365.959	73.681	

4) 교축방향(편심최대)

(교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UEB01	-14206.713	-1.892	0.000	-14497.310	-1.892	0.000	
UEB02	-14206.713	-1.892	0.000	-14497.310	-1.892	0.000	
UEB03	-14203.718	-1.746	0.000	-14494.315	-1.746	0.000	
UEB04	-8975.776	-127.586	65.391	-9266.373	-396.227	79.821	
UEB05	-12138.668	-64.857	32.695	-12429.265	-199.178	39.910	
UEB06	-12138.668	-64.857	32.695	-12429.265	-199.178	39.910	
UEB07	-12136.857	-64.769	32.695	-12427.454	-199.090	39.910	
UEB08	-12138.668	-4618.858	1524.402	-12429.265	-10259.146	1524.402	
UEB09	-12138.668	4615.969	-1524.402	-12429.265	10256.257	-1524.402	
UEB10	-12138.668	-4618.858	1524.402	-12429.265	-10259.146	1524.402	
UEB11	-12138.668	4615.969	-1524.402	-12429.265	10256.257	-1524.402	
UEB12	-12136.857	-4618.770	1524.402	-12427.454	-10259.058	1524.402	
UEB13	-12136.857	4616.057	-1524.402	-12427.454	10256.345	-1524.402	
UEB14	-8526.987	-4562.491	1528.647	-8803.054	-10244.154	1542.522	
UEB15	-8526.987	4317.151	-1402.895	-8803.054	9482.195	-1389.020	
UEB16	-11568.230	-4502.175	1497.209	-11844.297	-10054.683	1504.147	
UEB17	-11568.230	4377.467	-1434.333	-11844.297	9671.666	-1427.396	
UEB18	-11568.230	-4502.175	1497.209	-11844.297	-10054.683	1504.147	
UEB19	-11568.230	4377.467	-1434.333	-11844.297	9671.666	-1427.396	
UEB20	-11566.488	-4502.090	1497.209	-11842.556	-10054.598	1504.147	
UEB21	-11566.488	4377.552	-1434.333	-11842.556	9671.751	-1427.396	
UEB22	-8975.776	278.269	1233.490	-9266.373	1470.862	1305.520	
UEB23	-12138.668	-1.445	0.000	-12429.265	-1.445	0.000	
UEB24	-12138.668	-1.445	0.000	-12429.265	-1.445	0.000	
UEB25	-12136.857	-1.356	0.000	-12427.454	-1.356	0.000	
UEB26	-8078.198	-117.754	60.361	-8339.736	-365.731	73.681	

5) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재6, 절점6)		우측 (부재7, 절점8)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-10859.303	8469.980	-9864.056	-7876.985	
UL002	-10859.303	8469.980	-9864.056	-7876.985	
UL003	-9256.109	7584.607	-11458.868	-8759.362	
UL004	-5307.065	5396.931	-9107.422	-5719.097	
UL005	-8317.037	7255.053	-9912.117	-7023.866	
UL006	-8317.037	7255.053	-9912.117	-7023.866	
UL007	-7347.664	6719.712	-10876.422	-7557.397	
UL008	-9284.776	7255.053	-8944.378	-7023.866	
UL009	-9284.776	7255.053	-8944.378	-7023.866	
UL010	-9284.776	7255.053	-8944.378	-7023.866	
UL011	-9284.776	7255.053	-8944.378	-7023.866	
UL012	-8315.402	6719.712	-9908.683	-7557.397	
UL013	-8315.402	6719.712	-9908.683	-7557.397	
UL014	-5102.947	5189.357	-8757.137	-5499.131	
UL015	-5102.947	5189.357	-8757.137	-5499.131	
UL016	-7997.151	6976.013	-9530.882	-6753.718	
UL017	-7997.151	6976.013	-9530.882	-6753.718	
UL018	-7997.151	6976.013	-9530.882	-6753.718	
UL019	-7997.151	6976.013	-9530.882	-6753.718	
UL020	-7065.061	6461.262	-10458.098	-7266.728	
UL021	-7065.061	6461.262	-10458.098	-7266.728	
UL022	-5289.750	4151.485	-5798.318	-4399.305	
UL023	-9284.776	7255.053	-8944.378	-7023.866	
UL024	-9284.776	7255.053	-8944.378	-7023.866	
UL025	-8315.402	6719.712	-9908.683	-7557.397	
UL026	-4898.829	4981.782	-8406.851	-5279.166	

② 두부보 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점4)		S3(절점10)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	-34.824	4124.891	-9262.078	8431.947	-8378.846	-7839.587
UL002	-34.824	4124.891	-9262.078	8431.947	-8378.846	-7839.587
UL003	-34.824	3457.050	-7826.218	7546.575	-9806.889	-8721.964
UL004	749.981	2542.648	-5075.450	5358.899	-8030.054	-5681.698
UL005	449.045	3499.353	-7433.302	7217.021	-8588.147	-6986.468
UL006	449.045	3499.353	-7433.302	7217.021	-8588.147	-6986.468
UL007	449.045	3095.542	-6565.108	6681.680	-9451.615	-7519.999
UL008	-34.824	3499.353	-7917.171	7217.021	-7620.408	-6986.468
UL009	-34.824	3499.353	-7917.171	7217.021	-7620.408	-6986.468
UL010	-34.824	3499.353	-7917.171	7217.021	-7620.408	-6986.468
UL011	-34.824	3499.353	-7917.171	7217.021	-7620.408	-6986.468
UL012	-34.824	3095.542	-7048.977	6681.680	-8483.876	-7519.999
UL013	-34.824	3095.542	-7048.977	6681.680	-8483.876	-7519.999
UL014	721.135	2444.854	-4880.241	5152.787	-7721.205	-5463.172
UL015	721.135	2444.854	-4880.241	5152.787	-7721.205	-5463.172
UL016	431.774	3364.763	-7147.406	6939.443	-8257.834	-6717.758
UL017	431.774	3364.763	-7147.406	6939.443	-8257.834	-6717.758
UL018	431.774	3364.763	-7147.406	6939.443	-8257.834	-6717.758
UL019	431.774	3364.763	-7147.406	6939.443	-8257.834	-6717.758
UL020	431.774	2976.483	-6312.604	6424.692	-9088.091	-7230.768
UL021	431.774	2976.483	-6312.604	6424.692	-9088.091	-7230.768
UL022	-26.788	1955.883	-4507.889	4122.230	-4969.572	-4370.537
UL023	-34.824	3499.353	-7917.171	7217.021	-7620.408	-6986.468
UL024	-34.824	3499.353	-7917.171	7217.021	-7620.408	-6986.468
UL025	-34.824	3095.542	-7048.977	6681.680	-8483.876	-7519.999
UL026	692.290	2347.060	-4685.031	4946.676	-7412.357	-5244.645

구 분	S4(절점 12)	
	M(kN.m)	V(kN)
UL001	-31.802	-3724.505
UL002	-31.802	-3724.505
UL003	-31.802	-4388.711
UL004	-816.607	-2832.225
UL005	-515.672	-3371.743
UL006	-515.672	-3371.743
UL007	-515.672	-3773.356
UL008	-31.802	-3371.743
UL009	-31.802	-3371.743
UL010	-31.802	-3371.743
UL011	-31.802	-3371.743
UL012	-31.802	-3773.356
UL013	-31.802	-3773.356
UL014	-785.199	-2723.293
UL015	-785.199	-2723.293
UL016	-495.838	-3242.061
UL017	-495.838	-3242.061
UL018	-495.838	-3242.061
UL019	-495.838	-3242.061
UL020	-495.838	-3628.227
UL021	-495.838	-3628.227
UL022	-24.463	-2178.635
UL023	-31.802	-3371.743
UL024	-31.802	-3371.743
UL025	-31.802	-3773.356
UL026	-753.791	-2614.362

8. 두부보 설계

8.1 내민보의 설계 : 좌측 (절점 6)

1) 내민길이의 산정

: 원형이나 정다각형 기둥인 경우 내민 길이는 정사각형 기둥단면으로 치환하여 구한다.

[도로교 설계기준 5.4.4.1]

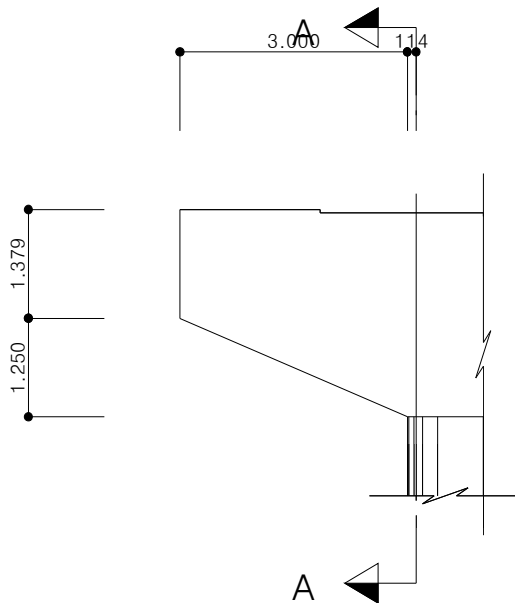
① 기둥의 단면적

$$A = \pi \times 2.000^2 / 4 = 3.142 \text{ m}^2$$

② 치환단면의 한변길이

$$L = \sqrt{3.142} = 1.772 \text{ m}$$

☞ 위험단면은 기둥끝단으로부터 $0.114\text{m} (= 1.000 - 1.772/2)$ 에 위치한다.



2) 브래킷 판정

① 위험단면에서의 작용력 : 『단면력 집계』 참조

$$V_u = 8469.980 \text{ kN} - \text{"UL0-01"}$$

$$M_u = 10859.303 \text{ kN.m}$$

$$N_u = 0.000 \text{ kN}$$

② 브래킷 판정

$$a = 10859.303 / 8469.980 = 1.282 \text{ m}$$

$$d = 2.500 - 0.150 = 2.350 \text{ m}$$

$$a/d = 1.282 / 2.350 = 0.546 \leq 1.0 \therefore \text{브래킷으로 검토}$$

3) 브래킷 검토

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $\Phi=0.80$, $\Phi f=0.80$, $\Phi v=0.80$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	외단깊이(mm)	$V_u(\text{kN})$
2400.0	2500.0	2350.0	100.0	2142.3	8470.0

$a = 1282.093 \text{ mm}$, $d = 2350.000 \text{ mm}$

$a / d (= 0.546) \leq 1 \rightarrow$ Bracket으로 설계. [콘크리트 구조설계기준] 7.9.2

지압면의 외단깊이 $\geq 0.5d$, $2142.295 \text{ mm} \geq 0.5 \times 2350.000 \text{ mm} \therefore \text{O.K}$

① 설계 단면력 산정

$$V_u = 8469.980 \text{ kN}$$

$$N_{uc} = 0.20 \times 8469.980 = 1693.996 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} M_u &= M_u' + N_{uc} \times (h - d) \\ &= 10859.303 + 1693.996 \times (2.500 - 2.350) \\ &= 11113.402 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

② 전단마찰철근(A_{vf})의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우, [도로교 설계기준] 4.4.6.4

$$\begin{aligned} V_{n\_max} &\leq 0.2 \times f_{ck} \times b_o \times d, 5.6 \times b_o \times d \\ &\leq 0.2 \times 27 \times 2400.000 \times 2350.000 = 30456.000 \text{ kN} \\ &\leq 5.6 \times 2400.000 \times 2350.000 = 31584.000 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\Phi V_{n\_max} = 0.80 \times 30456.000 = 24364.800 \text{ kN} \geq V_u (=8469.980 \text{ kN}) \therefore \text{O.K}$$

$$\begin{aligned} A_{vf} &= \frac{V_u}{\Phi v \times f_y \times \mu} \quad (\Phi v=0.80, \mu=1.4\lambda, \lambda=1.0; \text{일체로 친 보통 콘크리트}) \\ &= 8469980.000 / (0.80 \times 400 \times 1.4) \\ &= 18906.205 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

③ 휨모멘트 철근(A_f)의 설계

$$M_u = 10859.303 + 1693.996 \times (2.500 - 2.350) = 11113.402 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned} a &= \frac{M_u}{\Phi \times A_f \times f_y} \\ &= \frac{11113.402}{0.85 \times f_{ck} \times B} \\ M_n &= M_u / \Phi = A_f \times f_y \times (d - a/2) \rightarrow \text{위의 } a \text{를 대입하여 } A_f \text{를 이차방정식으로 푼다.} \\ d - \sqrt{[d^2 - 4 \times M_n / (1.7 \times f_{ck} \times B \times \Phi)]} \\ A_f &= \frac{2 \times M_n}{f_y \times (1.7 \times f_{ck} \times B)} \\ &= 15155.547 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

④ 수평인장 철근(A_n)의 설계

$$N_{uc} = 0.20 \times 8469.980 = 1693.996 \text{ kN}$$

$$A_n = N_{uc} / (\Phi \times f_y) = 5293.738 \text{ mm}^2$$

⑤ 주인장철근(As)의 산정

주인장철근의 단면적은 (Af + An)과 (2/3 Avf + An) 중 큰값을 취한다.

$$\rightarrow As = 20449.284 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} As(\min) &= 0.04 \times (f_{ck} / f_y) \times B \times d \\ &= 0.04 \times (27 / 400) \times 2400.000 \times 2350.000 \\ &= 15228.000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Use } As = 24411.200 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 } 150.00 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : H29-10.0EA + H29-9.0EA, \quad d1 = 100.00 \text{ mm}$$

$$2\text{단} : H29-10.0EA + H29-9.0EA, \quad d2 = 200.00 \text{ mm}$$

$$\text{Use } As \geq 20449.284 \text{ mm}^2, \quad 15228.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore 0.K$$

⑥ 폐쇄 스테럽, 띠철근(Ah)의 산정

$$\begin{aligned} Ah &= 0.5 \times (As - An) = 0.5 \times (20449.284 - 5293.738) \\ &= 7577.773 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{사용철근량 (1단)} : H19 - 6.0 EA = 1719.000 \text{ mm}^2$$

$$\text{철근의 배치 범위} : 2/3 d = 2/3 \times 2350.00 = 1566.67 \text{ mm} \text{ 구간에 } 7.0 \text{ 단 설치}$$

$$\blacktriangleright \text{사용철근량}(7.0\text{단}) : H19 - 42.00 EA = 12033.000 \text{ mm}^2 \geq 7577.773 \text{ mm}^2 \quad \therefore 0.K$$

4) 외측빔 검토 : 깊은보로 검토

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

$$a = 1.3 < 2d(=4.800) \quad \therefore \text{깊은 보로 전단설계}$$

$$- a/2 = 0.641 \text{ m} \quad (< d = 2.400 \text{ m}) \quad L \text{ 위험단면 위치}$$

$$- Vu = 4399.651 \text{ kN} - "UL0-02"$$

$$\text{부재번호} : 3 \quad (1\text{단} : \text{절점3, } J\text{단} : \text{절점4}) \quad \text{부재길이}(L) : 1.075 \text{ m}$$

$$Vui = 4286.386 \text{ kN} (1\text{단}), \quad Vuj = 4481.841 \text{ kN} (J\text{단})$$

$$\text{검토위치}(Lc) = 2.473 \text{ m} \quad (\text{두부분 좌측단에서의 거리})$$

$$\begin{aligned} Vu &= Vui + (Vuj - Vui)/L \times (Lc - 1\text{단 좌표}) \\ &= 4286.386 + (4481.841 - 4286.386)/1.075 \times (2.473 - 1.850) \\ &= 4399.651 \text{ kN} \end{aligned}$$

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2400.0	2564.2	2350.0	4399.7	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

$$\begin{aligned} \Phi_{\text{Max}} V_n &= \Phi \times 5 \times \sqrt{f_{ck}} / 6 \times b \times d \\ &= 0.80 \times 5 \times \sqrt{27} / 6 \times 2400.00 \times 2350.00 \\ &= 19537.533 \text{ kN} \geq Vu(= 4399.651 \text{ kN}) \quad \therefore 0.K \end{aligned}$$

* 콘크리트의 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_c &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 2400.00 \times 2350.00 = 3907.507 \text{ kN} \\ &< Vu (= 4399.651 \text{ kN}), \quad \text{전단보강 필요.} \end{aligned}$$

★ 전단철근의 전단강도

㉠ 수직 전단철근

$$s = 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$A_v = H_{19} - 6.0 \text{ EA } (=1719.000 \text{ mm}^2) \geq 0.0025 \times b \times s \quad (=1500.000 \text{ mm}^2) \quad \therefore \text{O.K}$$

㉡ 수평 전단철근

$$s_h = 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$A_{vh} = H_{19} - 6.0 \text{ EA } (=1719.000 \text{ mm}^2) \geq 0.0015 \times b \times s_h \quad (=900.000 \text{ mm}^2) \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\rightarrow V_s = [A_v/s \times (1+L_n/d)/12 + A_{vh}/s_h \times (1-L_n/d)/12] \times f_y \times d = 6463.440 \text{ kN}$$

★ 설계 전단강도

$$\Phi V_n = \Phi \times (S_s + S_c) = 0.80 \times (6463.440 + 4884.383)$$

$$= 9078.259 \text{ kN} \geq V_u (= 4399.651 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K}$$

5) 수평력에 의한 검토

- 교축방향 지진시 수평력과 두부보관성력으로 교축방향 모멘트를 산정

→ 두부보자중에 의한 관성력 산정 : 설계수평진도 ($K_h = 0.154 \times 1.200 = 0.185$)

$$w_1 = 1.379 \times 3.114 \times 2.400 \times 25.000 \times 0.185 = 47.666 \text{ kN}$$

$$w_2 = 1.250 \times (3.114 - 0.114) / 2 \times 2.400 \times 25.000 \times 0.185 = 20.813 \text{ kN}$$

$$w_3 = 1.250 \times (3.114 - 3.000) \times 2.400 \times 25.000 \times 0.185 = 1.582 \text{ kN}$$

$$V_c = 47.666 + 20.813 + 1.582 = 70.060 \text{ kN}$$

$$M_c = 47.666 \times 1.557 + 20.813 \times 1.114 + 1.582 \times 0.057 = 97.491 \text{ kN.m}$$

$$V_u = 133.871 + 131.823 + 134.207 + 131.757 + 70.060(V_c)$$

$$= 601.718 \text{ kN}$$

$$M_u = 133.871 \times 2.339 + 131.823 \times 0.189 + 134.207 \times 2.339 +$$

$$131.757 \times 0.189 + 97.491(M_c)$$

$$= 774.342 \text{ kN.m}$$

★ 단면제원 및 설계가정

$$f_{ck} = 27 \text{ MPa}, f_y = 400 \text{ MPa}, k_1 = 0.85, \Phi_f = 0.85, \Phi_v = 0.80$$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2500.0	2400.0	2300.0	100.0	774.3	601.7

★ 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 4436.300 \times 400.00 = 1774520.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 2500.000 = 57375.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 30.928 \text{ mm, } c = 30.928 / \beta_1 = 30.928 / 0.85 = 36.386 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2300.00 - 36.386) / 36.386 = 0.18663$$

$$\epsilon_t \geq 0.00500 \text{ 이므로 인장지배단면이며, } \Phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.}$$

★ 필요철근량 산정

$$M_u / \Phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \text{①}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \text{②}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, \quad A_s = 991.697 \text{ mm}^2$$

★ 사용철근량 = 4436.3 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 4.473]

1단 : H19 - 11.0 EA, H29 - 2.0 EA (= 4436.3 mm²)

★ 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \quad \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00077$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use}, \quad A_s \geq A_s(req) \times 4/3 \rightarrow \text{철근비 만족}, \quad \therefore \text{O.K (콘.설 6.3.2)}$$

★ 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 30.928 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 4436.300 \times 400 \times (2300.00 - a/2) = 3445.861 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 774.342 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 4.450]}$$

★ 전단에 대한 검토 (d = 2300.00 mm)

$$\Phi V_c = 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 2500.00 \times 2300.00 = 3983.717 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c / 2 \geq V_u (= 601.718 \text{ kN}) , \quad \text{전단보강 불필요.}$$

6) 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 7142.135 \times 1000000 / [24411.200 \times (2350.000 - 511.644/3)]$$

$$= 134.243 \text{ MPa}$$

$$\chi = -n A_s / b + n A_s / b \sqrt{1 + 2 b d / (n A_s)}$$

$$= -7 \times 24411.200 / 2400.0 + 7 \times 24411.200 / 2400.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 2400.0 \times 2350.0 / (7 \times 24411.200)}$$

$$= 511.644 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 24411.2 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 : 150.0 mm})$$

$$1\text{단} : \text{H29} - 19.0 \text{ EA} \quad (= 12205.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H29} - 19.0 \text{ EA} \quad (= 12205.6 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 29/2 = 85.50 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 134.24) - 2.5 \times 85.50 = 372.87 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 134.24) = 469.30 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 372.87 mm 를 적용

$$S = 2400.00 / 19.0 \text{ EA} = 126.32 \leq S_a (= 372.87 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

7) 수평력 검토에 의한 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 774.342 \times 1000000 / [4436.300 \times (2300.000 - 226.940/3)] \\ = 78.471 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 4436.300/2500.0 + 7 \times 4436.300/2500.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 2500.0 \times 2300.0)/(7 \times 4436.300)]} \\ = 226.940 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 4436.3 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 100.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : H19 - 11.0 \text{ EA}, H29 - 2.0 \text{ EA} \quad (= 4436.3 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 29/2 = 85.50 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{\min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 78.47) - 2.5 \times 85.50 = 789.81 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 78.47) = 802.85 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 789.81 mm 를 적용

$$S = 2500.00 / 13.0 \text{ EA} = 192.31 \leq S_a (= 789.81 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

8.2 내민보의 설계 : 우측 (절점 8)

1) 내민길이의 산정

: 원형이나 정다각형 기둥인 경우 내민 길이는 정사각형 기둥단면으로 치환하여 구한다.

[도로교 설계기준 5.4.4.1]

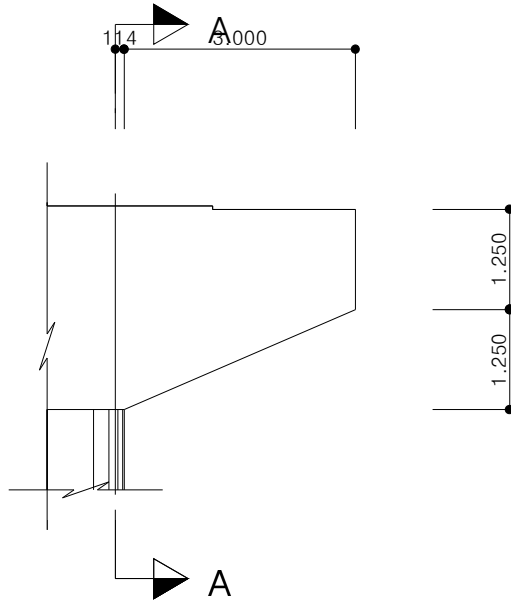
① 기둥의 단면적

$$A = \pi \times 2.000^2 / 4 = 3.142 \text{ m}^2$$

② 치환단면의 한변길이

$$L = \sqrt{3.142} = 1.772 \text{ m}$$

☞ 위험단면은 기둥끝단으로부터 $0.114\text{m}(= 1.000 - 1.772/2)$ 에 위치한다.



2) 브래킷 판정

① 위험단면에서의 작용력 : 『단면력 집계』 참조

$$V_u = 8759.362 \text{ kN} - \text{"UL0-03"}$$

$$M_u = 11458.868 \text{ kN.m}$$

$$N_u = 0.000 \text{ kN}$$

② 브래킷 판정

$$a = 11458.868 / 8759.362 = 1.308 \text{ m}$$

$$d = 2.500 - 0.150 = 2.350 \text{ m}$$

$$a/d = 1.308 / 2.350 = 0.557 \leq 1.0 \therefore \text{브래킷으로 검토}$$

3) 브래킷 검토

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $\Phi=0.80$, $\Phi f=0.80$, $\Phi v=0.80$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	외단깊이(mm)	$V_u(\text{kN})$
2400.0	2500.0	2350.0	100.0	2002.4	8759.4

$a = 1308.185 \text{ mm}$, $d = 2350.000 \text{ mm}$

$a / d (= 0.557) \leq 1 \rightarrow$ Bracket으로 설계. [콘크리트 구조설계기준] 7.9.2

지압면의 외단깊이 $\geq 0.5d$, $2002.423 \text{ mm} \geq 0.5 \times 2350.000 \text{ mm} \therefore \text{O.K}$

① 설계 단면력 산정

$$V_u = 8759.362 \text{ kN}$$

$$N_{uc} = 0.20 \times 8759.362 = 1751.872 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} M_u &= M_u' + N_{uc} \times (h - d) \\ &= 11458.868 + 1751.872 \times (2.500 - 2.350) \\ &= 11721.649 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

② 전단마찰철근(A_{vf})의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우, [도로교 설계기준] 4.4.6.4

$$\begin{aligned} V_{n\_max} &\leq 0.2 \times f_{ck} \times b_o \times d, 5.6 \times b_o \times d \\ &\leq 0.2 \times 27 \times 2400.000 \times 2350.000 = 30456.000 \text{ kN} \\ &\leq 5.6 \times 2400.000 \times 2350.000 = 31584.000 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\Phi V_{n\_max} = 0.80 \times 30456.000 = 24364.800 \text{ kN} \geq V_u (=8759.362 \text{ kN}) \therefore \text{O.K}$$

$$\begin{aligned} A_{vf} &= \frac{V_u}{\Phi v \times f_y \times \mu} \quad (\Phi v=0.80, \mu=1.4\lambda, \lambda=1.0; \text{일체로 친 보통 콘크리트}) \\ &= 8759362.000 / (0.80 \times 400 \times 1.4) \\ &= 19552.147 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

③ 휨모멘트 철근(A_f)의 설계

$$M_u = 11458.868 + 1751.872 \times (2.500 - 2.350) = 11721.649 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned} a &= \frac{M_u}{\Phi \times A_f \times f_y} \\ &= \frac{11721.649}{0.85 \times f_{ck} \times B} \\ M_n &= M_u / \Phi = A_f \times f_y \times (d - a/2) \rightarrow \text{위의 } a \text{를 대입하여 } A_f \text{를 이차방정식으로 푼다.} \\ d - \sqrt{[d^2 - 4 \times M_n / (1.7 \times f_{ck} \times B \times \Phi)]} \\ A_f &= \frac{2 \times M_n}{f_y \times (1.7 \times f_{ck} \times B)} \\ &= 16007.998 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

④ 수평인장 철근(A_n)의 설계

$$N_{uc} = 0.20 \times 8759.362 = 1751.872 \text{ kN}$$

$$A_n = N_{uc} / (\Phi \times f_y) = 5474.601 \text{ mm}^2$$

⑤ 주인장철근(As)의 산정

주인장철근의 단면적은 (Af + An)과 (2/3 Avf + An) 중 큰값을 취한다.

$$\rightarrow As = 21482.599 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} As(\min) &= 0.04 \times (f_{ck} / f_y) \times B \times d \\ &= 0.04 \times (27 / 400) \times 2400.000 \times 2350.000 \\ &= 15228.000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Use } As = 24411.200 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 } 150.00 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : H29-10.0EA + H29-9.0EA, \quad d1 = 100.00 \text{ mm}$$

$$2\text{단} : H29-10.0EA + H29-9.0EA, \quad d2 = 200.00 \text{ mm}$$

$$\text{Use } As \geq 21482.599 \text{ mm}^2, \quad 15228.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore 0.K$$

⑥ 폐쇄 스테럽, 띠철근(Ah)의 산정

$$\begin{aligned} Ah &= 0.5 \times (As - An) = 0.5 \times (21482.599 - 5474.601) \\ &= 8003.999 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{사용철근량 (1단)} : H19 - 6.0 EA = 1719.000 \text{ mm}^2$$

$$\text{철근의 배치 범위} : 2/3 d = 2/3 \times 2350.00 = 1566.67 \text{ mm} \text{ 구간에 } 7.0 \text{ 단 설치}$$

$$\blacktriangleright \text{사용철근량}(7.0\text{단}) : H19 - 42.00 EA = 12033.000 \text{ mm}^2 \geq 8003.999 \text{ mm}^2 \quad \therefore 0.K$$

4) 외측빔 검토 : 깊은보로 검토

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

$$a = 1.3 < 2d(=4.800) \quad \therefore \text{깊은 보로 전단설계}$$

$$- a/2 = 0.654 \text{ m} \quad (< d = 2.400 \text{ m}) \quad L \text{ 위험단면 위치}$$

$$- Vu = 4648.236 \text{ kN} - "UL0-03"$$

$$\text{부재번호} : 10 \text{ (I단 : 절점10, J단 : 절점11)} \quad \text{부재길이}(L) : 1.075 \text{ m}$$

$$V_{ui} = -4731.238 \text{ kN (I단)}, \quad V_{uj} = -4539.390 \text{ kN (J단)}$$

$$\text{검토위치}(L_c) = 5.540 \text{ m} \text{ (두부보 좌측단에서의 거리)}$$

$$\begin{aligned} Vu &= V_{ui} + (V_{uj} - V_{ui})/L \times (L_c - \text{I단 좌표}) \\ &= -4731.238 + (-4539.390 - -4731.238)/1.075 \times (5.540 - 5.075) \\ &= -4648.236 \text{ kN} \end{aligned}$$

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2400.0	2616.4	2350.0	4648.2	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

$$\begin{aligned} \Phi_{\text{Max}} V_n &= \Phi \times 5 \times \sqrt{f_{ck}} / 6 \times b \times d \\ &= 0.80 \times 5 \times \sqrt{27} / 6 \times 2400.00 \times 2350.00 \\ &= 19537.533 \text{ kN} \geq Vu(= 4648.236 \text{ kN}) \quad \therefore 0.K \end{aligned}$$

* 콘크리트의 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_c &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 2400.00 \times 2350.00 = 3907.507 \text{ kN} \\ &< Vu (= 4648.236 \text{ kN}), \quad \text{전단보강 필요.} \end{aligned}$$

★ 전단철근의 전단강도

㉠ 수직 전단철근

$$s = 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \quad \therefore 0.K$$

$$A_v = H_{19} - 6.0 EA (=1719.000 \text{ mm}^2) \geq 0.0025 \times b \times s (=1500.000 \text{ mm}^2) \quad \therefore 0.K$$

㉡ 수평 전단철근

$$s_h = 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \quad \therefore 0.K$$

$$A_{vh} = H_{19} - 6.0 EA (=1719.000 \text{ mm}^2) \geq 0.0015 \times b \times s_h (=900.000 \text{ mm}^2) \quad \therefore 0.K$$

$$\rightarrow V_s = [A_v/s \times (1+L_n/d)/12 + A_{vh}/s_h \times (1-L_n/d)/12] \times f_y \times d = 6463.440 \text{ kN}$$

★ 설계 전단강도

$$\Phi V_n = \Phi \times (S_s + S_c) = 0.80 \times (6463.440 + 4884.383)$$

$$= 9078.259 \text{ kN} \geq V_u (=4648.236 \text{ kN}) \quad \therefore 0.K$$

5) 수평력에 의한 검토

- 교축방향 지진시 수평력과 두부보관성력으로 교축방향 모멘트를 산정

→ 두부보자중에 의한 관성력 산정 : 설계수평진도 ($K_h = 0.154 \times 1.200 = 0.185$)

$$w_1 = 1.379 \times 3.114 \times 2.400 \times 25.000 \times 0.185 = 47.666 \text{ kN}$$

$$w_2 = 1.250 \times (3.114 - 0.114) / 2 \times 2.400 \times 25.000 \times 0.185 = 20.813 \text{ kN}$$

$$w_3 = 1.250 \times (3.114 - 3.000) \times 2.400 \times 25.000 \times 0.185 = 1.582 \text{ kN}$$

$$V_c = 47.666 + 20.813 + 1.582 = 70.060 \text{ kN}$$

$$M_c = 47.666 \times 1.557 + 20.813 \times 1.114 + 1.582 \times 0.057 = 97.491 \text{ kN.m}$$

$$V_u = 133.425 + 135.259 + 133.026 + 134.994 + 70.060(V_c)$$

$$= 606.764 \text{ kN}$$

$$M_u = 133.425 \times 0.189 + 135.259 \times 2.339 + 133.026 \times 0.189 +$$

$$134.994 \times 2.339 + 97.491(M_c)$$

$$= 779.972 \text{ kN.m}$$

★ 단면제원 및 설계가정

$$f_{ck} = 27 \text{ MPa}, f_y = 400 \text{ MPa}, k_1 = 0.85, \Phi_f = 0.85, \Phi_v = 0.80$$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2500.0	2400.0	2300.0	100.0	780.0	606.8

★ 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 4436.300 \times 400.00 = 1774520.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 2500.000 = 57375.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 30.928 \text{ mm, } c = 30.928 / \beta_1 = 30.928 / 0.85 = 36.386 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2300.00 - 36.386) / 36.386 = 0.18663$$

$$\epsilon_t \geq 0.00500 \text{ 이므로 인장지배단면이며, } \Phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.}$$

★ 필요철근량 산정

$$M_u / \Phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \text{①}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \text{②}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 998.919 \text{ mm}^2$$

★ 사용철근량 = 4436.3 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 4.441]

1단 : H19 - 11.0 EA, H29 - 2.0 EA (= 4436.3 mm²)

★ 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \quad \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00077$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use}, A_s \geq A_s(req) \times 4/3 \rightarrow \text{철근비 만족}, \quad \therefore \text{O.K (콘.설 6.3.2)}$$

★ 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 30.928 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 4436.300 \times 400 \times (2300.00 - a/2) = 3445.861 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 779.972 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 4.418]}$$

★ 전단에 대한 검토 (d = 2300.00 mm)

$$\Phi V_c = 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 2500.00 \times 2300.00 = 3983.717 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c/2 \geq V_u (= 606.764 \text{ kN}) , \text{ 전단보강 불필요.}$$

6) 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 8366.479 \times 1000000 / [24411.200 \times (2350.000 - 511.644/3)]$$

$$= 157.256 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)}$$

$$= -7 \times 24411.200/2400.0 + 7 \times 24411.200/2400.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 2400.0 \times 2350.0)/(7 \times 24411.200)]}$$

$$= 511.644 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 24411.2 \text{ mm}^2 \text{ (철근도심 : 150.0 mm)}$$

$$1\text{단} : \text{H29} - 19.0 \text{ EA} (= 12205.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H29} - 19.0 \text{ EA} (= 12205.6 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 29/2 = 85.50 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 157.26) - 2.5 \times 85.50 = 287.03 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 157.26) = 400.62 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 287.03 mm 를 적용

$$S = 2400.00 / 19.0 \text{ EA} = 126.32 \leq S_a (= 287.03 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

7) 수평력 검토에 의한 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 779.972 \times 1000000 / [4436.300 \times (2300.000 - 226.940/3)] \\ = 79.041 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 4436.300/2500.0 + 7 \times 4436.300/2500.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 2500.0 \times 2300.0)/(7 \times 4436.300)]} \\ = 226.940 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 4436.3 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 : } 100.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H19} - 11.0 \text{ EA}, \text{H29} - 2.0 \text{ EA} \quad (= 4436.3 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 29/2 = 85.50 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{\min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 79.04) - 2.5 \times 85.50 = 782.56 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 79.04) = 797.05 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 782.56 mm 를 적용

$$S = 2500.00 / 13.0 \text{ EA} = 192.31 \leq S_a (= 782.56 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

8.3 교량받침 위치 검토

1) 받침위치1(교량받침1) : UL0-01(절점 2)

: L_n 이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

$$a = 0.008 (34.82/4124.89) < 2d(=3.204) \quad \therefore \text{깊은 보로 전단설계}$$

★ 단면제원 및 설계가정

B(mm)	L_n (mm)	d(mm)	V_u (kN)	f_{ck} (MPa)	f_y (MPa)
2400.0	2564.2	1551.9	4124.9	27.0	400.0

★ 최대전단강도 검토

$$\begin{aligned} \Phi_{\text{Max}} V_n &= \Phi \times 5 \times \sqrt{f_{ck}} / 6 \times b \times d \\ &= 0.80 \times 5 \times \sqrt{27} / 6 \times 2400.00 \times 1551.92 \\ &= 12902.393 \text{ kN} \geq V_u (= 4124.891 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

★ 콘크리트의 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_c &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 2400.00 \times 1551.92 = 2580.479 \text{ kN} \\ &< V_u (= 4124.891 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.} \end{aligned}$$

★ 전단철근의 전단강도

㉠ 수직 전단철근

$$\begin{aligned} s &= 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K.} \\ A_v &= H19 - 6.0 \text{ EA } (=1719.000 \text{ mm}^2) \geq 0.0025 \times b \times s (=1500.000 \text{ mm}^2) \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

㉡ 수평 전단철근

$$\begin{aligned} s_h &= 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K.} \\ A_{vh} &= H19 - 6.0 \text{ EA } (=1719.000 \text{ mm}^2) \geq 0.0015 \times b \times s_h (=900.000 \text{ mm}^2) \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

$$\rightarrow V_s = [A_v/s \times (1+L_n/d)/12 + A_{vh}/s_h \times (1-L_n/d)/12] \times f_y \times d = 4268.392 \text{ kN}$$

★ 설계 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_n &= \Phi \times (S_s + S_c) = 0.80 \times (4268.392 + 3225.598) \\ &= 5995.192 \text{ kN} \geq V_u (= 4124.891 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

- 사용성 검토

① 응력 산정

$$\begin{aligned} f_s &= M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 345.419 \times 1000000 / [24411.200 \times (1551.917 - 404.259/3)] \\ &= 9.985 \text{ MPa} \\ \chi &= -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ &= -7 \times 24411.200/2400.0 + 7 \times 24411.200/2400.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 2400.0 \times 1551.9/(7 \times 24411.200)} \\ &= 404.259 \text{ mm} \end{aligned}$$

사용철근량 = 24411.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H29 - 19.0 EA (= 12205.6 mm²)

2단 : H29 - 19.0 EA (= 12205.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 29/2 = 85.50 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 9.98) - 2.5 \times 85.50 = 7673.27 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 9.98) = 6309.62 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 6309.62 mm 를 적용

$$S = 2400.00 / 19.0 \text{ EA} = 126.32 \leq S_a (= 6309.62 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

2) 받침위치2(교량받침2) : UL0-01(절점 4)

: L_n 이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

$$a = 1.098 (9262.08/8431.95) < 2d(=4.910) \quad \therefore \text{깊은 보로 전단설계}$$

★ 단면제원 및 설계가정

B(mm)	L_n (mm)	d(mm)	V_u (kN)	f_{ck} (MPa)	f_y (MPa)
2400.0	2564.2	2404.8	8431.9	27.0	400.0

★ 최대전단강도 검토

$$\begin{aligned} \Phi_{\text{Max}} V_n &= \Phi \times 5 \times \sqrt{f_{ck}} / 6 \times b \times d \\ &= 0.80 \times 5 \times \sqrt{27} / 6 \times 2400.00 \times 2404.75 \\ &= 19992.716 \text{ kN} \geq V_u (= 8431.947 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

★ 콘크리트의 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_c &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 2400.00 \times 2404.75 = 3998.543 \text{ kN} \\ &< V_u (= 8431.947 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.} \end{aligned}$$

★ 전단철근의 전단강도

㉠ 수직 전단철근

$$s = 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$A_v = H19 - 6.0 \text{ EA } (=1719.000 \text{ mm}^2) \geq 0.0025 \times b \times s (=1500.000 \text{ mm}^2) \quad \therefore \text{O.K}$$

㉡ 수평 전단철근

$$s_h = 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$A_{vh} = H19 - 6.0 \text{ EA } (=1719.000 \text{ mm}^2) \geq 0.0015 \times b \times s_h (=900.000 \text{ mm}^2) \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\rightarrow V_s = [A_v/s \times (1+L_n/d)/12 + A_{vh}/s_h \times (11-L_n/d)/12] \times f_y \times d = 6614.024 \text{ kN}$$

★ 설계 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_n &= \Phi \times (S_s + S_c) = 0.80 \times (6614.024 + 4998.179) \\ &= 9289.763 \text{ kN} \geq V_u (= 8431.947 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- 사용성 검토

① 응력 산정

$$\begin{aligned} f_s &= M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 6090.132 \times 1000000 / [24411.200 \times (2404.750 - 518.294/3)] \\ &= 111.775 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \chi &= -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ &= -7 \times 24411.200/2400.0 + 7 \times 24411.200/2400.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 2400.0 \times 2404.8 / (7 \times 24411.200)} \\ &= 518.294 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{사용철근량} = 24411.2 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 : } 150.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : H29 - 19.0 \text{ EA } (= 12205.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : H29 - 19.0 \text{ EA } (= 12205.6 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 29/2 = 85.50 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{\min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 111.78) - 2.5 \times 85.50 = 490.79 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 111.78) = 563.63 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 490.79 mm 를 적용

$$S = 2400.00 / 19.0 \text{ EA} = 126.32 \leq S_a (= 490.79 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

3) 받침위치3(교량받침7) : UL0-03(절점 10)

: L_n 이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

$$a = 1.124 (9806.89/8721.96) < 2d(=4.824) \quad \therefore \text{깊은 보로 전단설계}$$

★ 단면제원 및 설계가정

B(mm)	L_n (mm)	d(mm)	V_u (kN)	f_{ck} (MPa)	f_y (MPa)
2400.0	2616.4	2361.8	8722.0	27.0	400.0

★ 최대전단강도 검토

$$\begin{aligned} \Phi_{\text{Max}} V_n &= \Phi \times 5 \times \sqrt{f_{ck}} / 6 \times b \times d \\ &= 0.80 \times 5 \times \sqrt{27} / 6 \times 2400.00 \times 2361.75 \\ &= 19635.221 \text{ kN} \geq V_u (= 8721.964 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

★ 콘크리트의 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_c &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 2400.00 \times 2361.75 = 3927.044 \text{ kN} \\ &< V_u (= 8721.964 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.} \end{aligned}$$

★ 전단철근의 전단강도

㉠ 수직 전단철근

$$s = 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K.}$$

$$A_v = H_{19} - 6.0 \text{ EA } (=1719.000 \text{ mm}^2) \geq 0.0025 \times b \times s (=1500.000 \text{ mm}^2) \quad \therefore \text{O.K.}$$

㉡ 수평 전단철근

$$s_h = 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K.}$$

$$A_{vh} = H_{19} - 6.0 \text{ EA } (=1719.000 \text{ mm}^2) \geq 0.0015 \times b \times s_h (=900.000 \text{ mm}^2) \quad \therefore \text{O.K.}$$

$$\rightarrow V_s = [A_v/s \times (1+L_n/d)/12 + A_{vh}/s_h \times (1-L_n/d)/12] \times f_y \times d = 6495.757 \text{ kN}$$

★ 설계 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_n &= \Phi \times (S_s + S_c) = 0.80 \times (6495.757 + 4908.805) \\ &= 9123.650 \text{ kN} \geq V_u (= 8721.964 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

- 사용성 검토

① 응력 산정

$$\begin{aligned} f_s &= M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 7270.473 \times 1000000 / [24411.200 \times (2361.750 - 513.077/3)] \\ &= 135.952 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \chi &= -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ &= -7 \times 24411.200/2400.0 + 7 \times 24411.200/2400.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 2400.0 \times 2361.8)/(7 \times 24411.200)]} \\ &= 513.077 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{사용철근량} = 24411.2 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 : } 150.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : H_{29} - 19.0 \text{ EA } (= 12205.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : H_{29} - 19.0 \text{ EA } (= 12205.6 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 29/2 = 85.50 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{\min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 135.95) - 2.5 \times 85.50 = 365.50 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 135.95) = 463.40 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 365.50 mm 를 적용

$$S = 2400.00 / 19.0 \text{ EA} = 126.32 \leq S_a (= 365.50 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

4) 받침위치4(교량받침4) : UL0-03(절점 12)

: L_n 이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

$$a = 0.007 (31.80/4388.71) < 2d(=2.946) \quad \therefore \text{깊은 보로 전단설계}$$

★ 단면제원 및 설계가정

B(mm)	L_n (mm)	d(mm)	V_u (kN)	f_{ck} (MPa)	f_y (MPa)
2400.0	2616.4	1422.9	4388.7	27.0	400.0

★ 최대전단강도 검토

$$\begin{aligned} \Phi_{\text{Max}} V_n &= \Phi \times 5 \times \sqrt{f_{ck}} / 6 \times b \times d \\ &= 0.80 \times 5 \times \sqrt{27} / 6 \times 2400.00 \times 1422.92 \\ &= 11829.907 \text{ kN} \geq V_u (= 4388.711 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

★ 콘크리트의 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_c &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 2400.00 \times 1422.92 = 2365.981 \text{ kN} \\ &< V_u (= 4388.711 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.} \end{aligned}$$

★ 전단철근의 전단강도

㉠ 수직 전단철근

$$s = 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K.}$$

$$A_v = H19 - 6.0 \text{ EA } (=1719.000 \text{ mm}^2) \geq 0.0025 \times b \times s (=1500.000 \text{ mm}^2) \quad \therefore \text{O.K.}$$

㉡ 수평 전단철근

$$s_h = 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K.}$$

$$A_{vh} = H19 - 6.0 \text{ EA } (=1719.000 \text{ mm}^2) \geq 0.0015 \times b \times s_h (=900.000 \text{ mm}^2) \quad \therefore \text{O.K.}$$

$$\rightarrow V_s = [A_v/s \times (1+L_n/d)/12 + A_{vh}/s_h \times (1-L_n/d)/12] \times f_y \times d = 3913.590 \text{ kN}$$

★ 설계 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_n &= \Phi \times (S_s + S_c) = 0.80 \times (3913.590 + 2957.477) \\ &= 5496.853 \text{ kN} \geq V_u (= 4388.711 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

- 사용성 검토

① 응력 산정

$$\begin{aligned} f_s &= M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 396.671 \times 1000000 / [24411.200 \times (1422.917 - 384.532/3)] \\ &= 12.550 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \chi &= -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ &= -7 \times 24411.200/2400.0 + 7 \times 24411.200/2400.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 2400.0 \times 1422.9/(7 \times 24411.200)} \\ &= 384.532 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{사용철근량} = 24411.2 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 : } 150.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H29} - 19.0 \text{ EA } (= 12205.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H29} - 19.0 \text{ EA } (= 12205.6 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 29/2 = 85.50 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{\min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 12.55) - 2.5 \times 85.50 = 6060.94 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 12.55) = 5019.75 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 5019.75 mm 를 적용

$$S = 2400.00 / 19.0 \text{ EA} = 126.32 \leq S_a (= 5019.75 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

9. 기동 설계

9.1 교축직각방향

1) 기동부재력 집계 : 하단

구 분	Pe(kN)	Pu(kN)	M1(kN.m)	M2(kN.m)	V(kN)	Δ (m)	비 고
UL001	-12046.285	-17277.222	1521.957	1521.957	0.000	-0.00098	축력최대
UL004	-12046.285	-12046.285	5879.522	9330.634	-939.948	0.00516	모멘트최대
UL022	-9266.373	-9266.373	5226.324	9061.634	1164.830	0.00047	탄성설계
UL022	-9266.373	-9266.373	2226.857	3505.294	1164.830	0.00047	소성설계
UE026	-8339.736	-8339.736	5209.114	8394.756	-867.644	0.00462	편심최대

註) Pe : 장기지속축력 (= 고정하중에 의한 축력 x 고정하중계수)

Pu : 전체축력, M1, M2 : 기동상단, 하단 모멘트

Vu : 전단력, Δ : 기동상단의 변위량

※ 소성설계시 지진시 모멘트에 대하여 응답수정계수(R=3.0)로 나눈 값을 적용한다

2) 기동검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.005	0.013	0.060	0.K	48868.332	17277.222	1521.957	2.828	0.K
모멘트최대	0.005	0.013	0.060	0.K	21263.277	12046.285	9443.962	1.765	0.K
탄성설계	0.005	0.013	0.060	0.K	22296.092	9266.373	9070.704	2.406	0.K
편심최대	0.005	0.013	0.060	0.K	17046.260	8339.736	8462.456	2.044	0.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 13, UL001)

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$, $\theta=90.000^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1889.669	17277.222	1521.957	88.090

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

$$Q = \sum Pu \cdot \Delta / (Vu \cdot L_c)$$

$$= 17277.222 \times -0.00098 / (-0.000 \times 5.640)$$

$$= 0.000$$

여기서, $\sum Pu$: 총전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 5.640 m)

㉣ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, $k = 2.100$

세장비 $\lambda = k \times L_u / r \leq 22$

$$= 2.100 \times 6.329 / 0.500$$

$$= 26.582 > 22.000 \quad \therefore \text{장주}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.500$: 부재단면의 최소회전반경

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 6.329 m)

㉤ 모멘트 확대계수 산정

$$\delta_s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$$

$$= 1 / (1 - 0.000)$$

$$= 1.000$$

㉥ 확대 모멘트 산정

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s \times M_{1s}$$

$$= 0.000 + 1.000 \times 1521.957$$

$$= 1521.957 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s \times M_{2s}$$

$$= 0.000 + 1.000 \times 1521.957$$

$$= 1521.957 \text{ kN.m}$$

㉦ 철근비 검토

$$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2, A_{st} = 40221.00 \text{ mm}^2, \rho_{use} = 0.01280$$

$$- 1\text{단} : \text{H25} - 45\text{EA} (A_s=22801.500 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : \text{H22} - 45\text{EA} (A_s=17419.500 \text{ mm}^2), d_2 = 123.500 \text{ mm}$$

$$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0128) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = Pu / \{\psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y)\} = 1144793.400 \text{ mm}^2$$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉔ 평형하중 산정

$$\begin{aligned}
 c_b &= 600 / (600 + f_y) \times d = 1133.802 \text{ mm}, & a_b &= k_1 \times c_b = 963.731 \text{ mm} \\
 C_c &= 0.85 \times 27.0 \times 1498332.493 = 34386.731 \text{ kN}, & \sum C_{si} &= 6116.189 \text{ kN}, & \sum T_{si} &= 4668.457 \text{ kN} \\
 P_b &= 34386.731 + 6116.189 - 4668.457 & &= 35834.462 \text{ kN} \\
 M_b &= C_c \times 925.967 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) & &= 22637.430 \text{ kN.m} \\
 e_b &> e \rightarrow \text{압축 파괴} & (e_b = M_b/P_b = 631.722 \text{ mm}, & e = M_u/P_u = 88.090 \text{ mm})
 \end{aligned}$$

㉕ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 2094.723 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1780.514 \text{ mm}$ 를 사용.

$$\begin{aligned}
 C_c &= 0.85 \times 27.0 \times 2954366.450 = 67802.710 \text{ kN} \\
 \sum C_{si} &= 10118.792 \text{ kN}, & \sum T_{si} &= 0.000 \text{ kN} \\
 P_n &= 67802.710 + 10118.792 - 0.000 & &= 77921.502 \text{ kN} \\
 M_n &= C_c \times 945.433 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) & &= 6864.854 \text{ kN.m} \\
 \text{편심오차 : } |e - M_n/P_n (=88.100)| &= 0.0092 \leq 0.010 & \therefore \text{허용오차 만족}
 \end{aligned}$$

㉖ 강도감소계수(Φ) 산정

$$\begin{aligned}
 d_t &= 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm} \\
 c &= 2094.723 \text{ mm}, & a &= k_1 \times c = 1780.514 \text{ mm} \\
 \epsilon_y &= f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020 \\
 \epsilon_t &= 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 2094.72) / 2094.72 = -0.00028 \\
 \epsilon_t &\leq \epsilon_y \text{ 이므로 압축지배단면이며, } \Phi = 0.70 \text{ 를 적용한다.}
 \end{aligned}$$

㉗ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\begin{aligned}
 \text{Max} P_n &= 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 69811.904 \text{ kN} < P_n = 77921.502 \text{ kN} \\
 \Phi P_n &= 0.70 \times 69811.904 = 48868.332 \text{ kN} \geq P_u = 17277.222 \text{ kN} \therefore \text{O.K} \\
 \Phi M_n &= \Phi P_n \times 0.088 = 4304.830 \text{ kN.m} \geq M_u = 1521.957 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}
 \end{aligned}$$

② 모멘트최대 : (부재 13, UL004)

㉞ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$, $\theta=90.000\text{도}$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1889.669	12046.285	9443.962	783.973

㉞ 압축부재의 장주효과

㉞ 총 안정지수 산정

$$Q = \sum P_u \Delta / (V_u L_c)$$

$$= 12046.285 \times 0.00516 / (-939.948 \times 5.640)$$

$$= 0.012$$

여기서, $\sum P_u$: 총전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

V_u : 층전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 5.640 m)

㉞ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, $k = 2.100$

세장비 $\lambda = k \times L_u / r \leq 22$

$$= 2.100 \times 6.329 / 0.500$$

$$= 26.582 > 22.000 \therefore \text{장주}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.500$: 부재단면의 최소회전반경

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 6.329 m)

㉞ 모멘트 확대계수 산정

$$\delta_s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$$

$$= 1 / (1 - 0.012)$$

$$= 1.012$$

㉞ 확대 모멘트 산정

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s \times M_{1s}$$

$$= 0.000 + 1.012 \times 5879.522$$

$$= 5950.933 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s \times M_{2s}$$

$$= 0.000 + 1.012 \times 9330.634$$

$$= 9443.962 \text{ kN.m}$$

㉞ 철근비 검토

$$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2, A_{st} = 40221.00 \text{ mm}^2, \rho_{use} = 0.01280$$

$$- 1\text{단} : \text{H25} - 45\text{EA} (A_s=22801.500 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : \text{H22} - 45\text{EA} (A_s=17419.500 \text{ mm}^2), d_2 = 123.500 \text{ mm}$$

$$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0128) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore \text{O.K}$$

$$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \times f_{ck} + 0.01 \times f_y) \} = 798190.101 \text{ mm}^2$$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉔ 평형하중 산정

$$\begin{aligned}
 c_b &= 600 / (600 + f_y) \times d = 1133.802 \text{ mm}, & a_b &= k_1 \times c_b = 963.731 \text{ mm} \\
 C_c &= 0.85 \times 27.0 \times 1498332.493 = 34386.731 \text{ kN}, & \sum C_{si} &= 6116.189 \text{ kN}, & \sum T_{si} &= 4668.457 \text{ kN} \\
 P_b &= 34386.731 + 6116.189 - 4668.457 & &= 35834.462 \text{ kN} \\
 M_b &= C_c \times 925.967 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) & &= 22637.430 \text{ kN.m} \\
 e_b &< e \rightarrow \text{인장 파괴} & (e_b = M_b/P_b = 631.722 \text{ mm}, & e = M_u/P_u = 783.973 \text{ mm})
 \end{aligned}$$

㉕ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 1003.660 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 853.111 \text{ mm}$ 를 사용.

$$\begin{aligned}
 C_c &= 0.85 \times 27.0 \times 1278125.581 = 29332.982 \text{ kN} \\
 \sum C_{si} &= 5618.437 \text{ kN}, & \sum T_{si} &= 5980.829 \text{ kN} \\
 P_n &= 29332.982 + 5618.437 - 5980.829 & &= 28970.591 \text{ kN} \\
 M_n &= C_c \times 931.401 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) & &= 22712.160 \text{ kN.m} \\
 \text{- 편심오차 : } &|e - M_n/P_n (=783.973)| = 0.0000 \leq 0.010 \quad \therefore \text{허용오차 만족}
 \end{aligned}$$

㉖ 강도감소계수(Φ) 산정

$$\begin{aligned}
 d_t &= 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm} \\
 c &= 1003.660 \text{ mm}, & a &= k_1 \times c = 853.111 \text{ mm} \\
 \epsilon_y &= f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020 \\
 \epsilon_t &= 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 1003.66) / 1003.66 = 0.00268 \\
 \epsilon_y &< \epsilon_t < 0.00500 \text{ 이므로 변화구간단면이며, } \Phi &= 0.73 \text{ 를 적용한다.} \\
 \Phi &= 0.700 + (0.0027 - 0.0020) \times (0.850 - 0.700) / (0.00500 - 0.00200) = 0.734
 \end{aligned}$$

㉗ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\begin{aligned}
 \text{Max} P_n &= 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 69811.904 \text{ kN} \geq P_n = 28970.591 \text{ kN} \\
 \Phi P_n &= 0.73 \times 28970.591 = 21263.277 \text{ kN} \geq P_u = 12046.285 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K} \\
 \Phi M_n &= \Phi P_n \times 0.784 = 16669.834 \text{ kN.m} \geq M_u = 9443.962 \text{ kN.m} \quad \therefore \text{O.K}
 \end{aligned}$$

③ 단성설계 : (부재 13, UL022)

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=1.00$, $\theta=90.000^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	$P_u(\text{kN})$	$M_u(\text{kN.m})$	e(mm)
100.000	1889.669	9266.373	9070.704	978.884

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

$$Q = \sum P_u \Delta / (V_u L_c)$$

$$= 9266.373 \times 0.00047 / (1164.830 \times 5.640)$$

$$= 0.001$$

여기서, $\sum P_u$: 총전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

V_u : 총전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 5.640 m)

㉣ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, $k = 2.100$

$$\text{세장비 } \lambda = k \times L_u / r \leq 22$$

$$= 2.100 \times 6.329 / 0.500$$

$$= 26.582 > 22.000 \quad \therefore \text{장주}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.500$: 부재단면의 최소회전반경

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 6.329 m)

㉤ 모멘트 확대계수 산정

$$\delta_s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$$

$$= 1 / (1 - 0.001)$$

$$= 1.001$$

㉥ 확대 모멘트 산정

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s \times M_{1s}$$

$$= 0.000 + 1.001 \times 5226.324$$

$$= 5231.555 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s \times M_{2s}$$

$$= 0.000 + 1.001 \times 9061.634$$

$$= 9070.704 \text{ kN.m}$$

㉦ 철근비 검토

$$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2, A_{st} = 40221.00 \text{ mm}^2, \rho_{use} = 0.01280$$

$$- 1\text{단} : \text{H25} - 45\text{EA} (A_s=22801.500 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : \text{H22} - 45\text{EA} (A_s=17419.500 \text{ mm}^2), d_2 = 123.500 \text{ mm}$$

$$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0128) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \times f_{ck} + 0.01 \times f_y) \} = 613992.380 \text{ mm}^2$$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉔ 평형하중 산정

$$cb = 600 / (600 + f_y) \times d = 1133.802 \text{ mm}, \quad ab = k_1 \times cb = 963.731 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1498332.493 = 34386.731 \text{ kN}, \quad \sum C_{si} = 6116.189 \text{ kN}, \quad \sum T_{si} = 4668.457 \text{ kN}$$

$$P_b = 34386.731 + 6116.189 - 4668.457 = 35834.462 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times 925.967 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 22637.430 \text{ kN.m}$$

$$eb < e \rightarrow \text{인장 파괴} \quad (eb = M_b/P_b = 631.722 \text{ mm}, \quad e = M_u/P_u = 978.884 \text{ mm})$$

㉕ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 871.528 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 740.799 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1058296.675 = 24287.909 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 5093.303 \text{ kN}, \quad \sum T_{si} = 7085.120 \text{ kN}$$

$$P_n = 24287.909 + 5093.303 - 7085.120 = 22296.092 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 937.974 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 21825.471 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 978.892)| = 0.0082 \leq 0.010 \quad \therefore \text{허용오차 만족}$

㉖ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 69811.904 \text{ kN} \geq P_n = 22296.092 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 1.00 \times 22296.092 = 22296.092 \text{ kN} \geq P_u = 9266.373 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.979 = 21825.287 \text{ kN.m} \geq M_u = 9070.704 \text{ kN.m} \quad \therefore \text{O.K}$$

④ 편심최대 : (부재 13, UE026)

㉠설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$, $\theta=90.000^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	$P_u(\text{kN})$	$M_u(\text{kN.m})$	e(mm)
100.000	1889.669	8339.736	8462.456	1014.715

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

$$Q = \sum P_u \Delta / (V_u L_c)$$

$$= 8339.736 \times 0.00462 / (-867.644 \times 5.640)$$

$$= 0.008$$

여기서, $\sum P_u$: 총전체의 수직하중

Δ : 총상단의 상대변위

V_u : 총전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 5.640 m)

㉣ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, $k = 2.100$

세장비 $\lambda = k \times L_u / r \leq 22$

$$= 2.100 \times 6.329 / 0.500$$

$$= 26.582 > 22.000 \quad \therefore \text{장주}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.500$: 부재단면의 최소회전반경

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 6.329 m)

㉤ 모멘트 확대계수 산정

$$\delta_s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$$

$$= 1 / (1 - 0.008)$$

$$= 1.008$$

㉥ 확대 모멘트 산정

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s \times M_{1s}$$

$$= 0.000 + 1.008 \times 5209.114$$

$$= 5251.123 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s \times M_{2s}$$

$$= 0.000 + 1.008 \times 8394.756$$

$$= 8462.456 \text{ kN.m}$$

㉦ 철근비 검토

$$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2, A_{st} = 40221.00 \text{ mm}^2, \rho_{use} = 0.01280$$

$$- 1\text{단} : \text{H25} - 45\text{EA} (A_s=22801.500 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : \text{H22} - 45\text{EA} (A_s=17419.500 \text{ mm}^2), d_2 = 123.500 \text{ mm}$$

$$\rho_{\min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0128) \leq \rho_{\max} (= 0.0600) \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\rho_{\min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \times f_{ck} + 0.01 \times f_y) \} = 552593.162 \text{ mm}^2$$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉔ 평형하중 산정

$$\begin{aligned}
 c_b &= 600 / (600 + f_y) \times d = 1133.802 \text{ mm}, & a_b &= k_1 \times c_b = 963.731 \text{ mm} \\
 C_c &= 0.85 \times 27.0 \times 1498332.493 = 34386.731 \text{ kN}, & \sum C_{si} &= 6116.189 \text{ kN}, & \sum T_{si} &= 4668.457 \text{ kN} \\
 P_b &= 34386.731 + 6116.189 - 4668.457 & &= 35834.462 \text{ kN} \\
 M_b &= C_c \times 925.967 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) & &= 22637.430 \text{ kN.m} \\
 e_b &< e \rightarrow \text{인장 파괴} & (e_b &= M_b / P_b = 631.722 \text{ mm}, e = M_u / P_u = 1014.715 \text{ mm})
 \end{aligned}$$

㉕ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 851.821 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 724.048 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1026016.667 = 23547.083 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 5008.765 \text{ kN}, \sum T_{si} = 7248.022 \text{ kN}$$

$$P_n = 23547.083 + 5008.765 - 7248.022 = 21307.826 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 939.036 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 21621.260 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 : $|e - M_n / P_n (= 1014.710)| = 0.0052 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

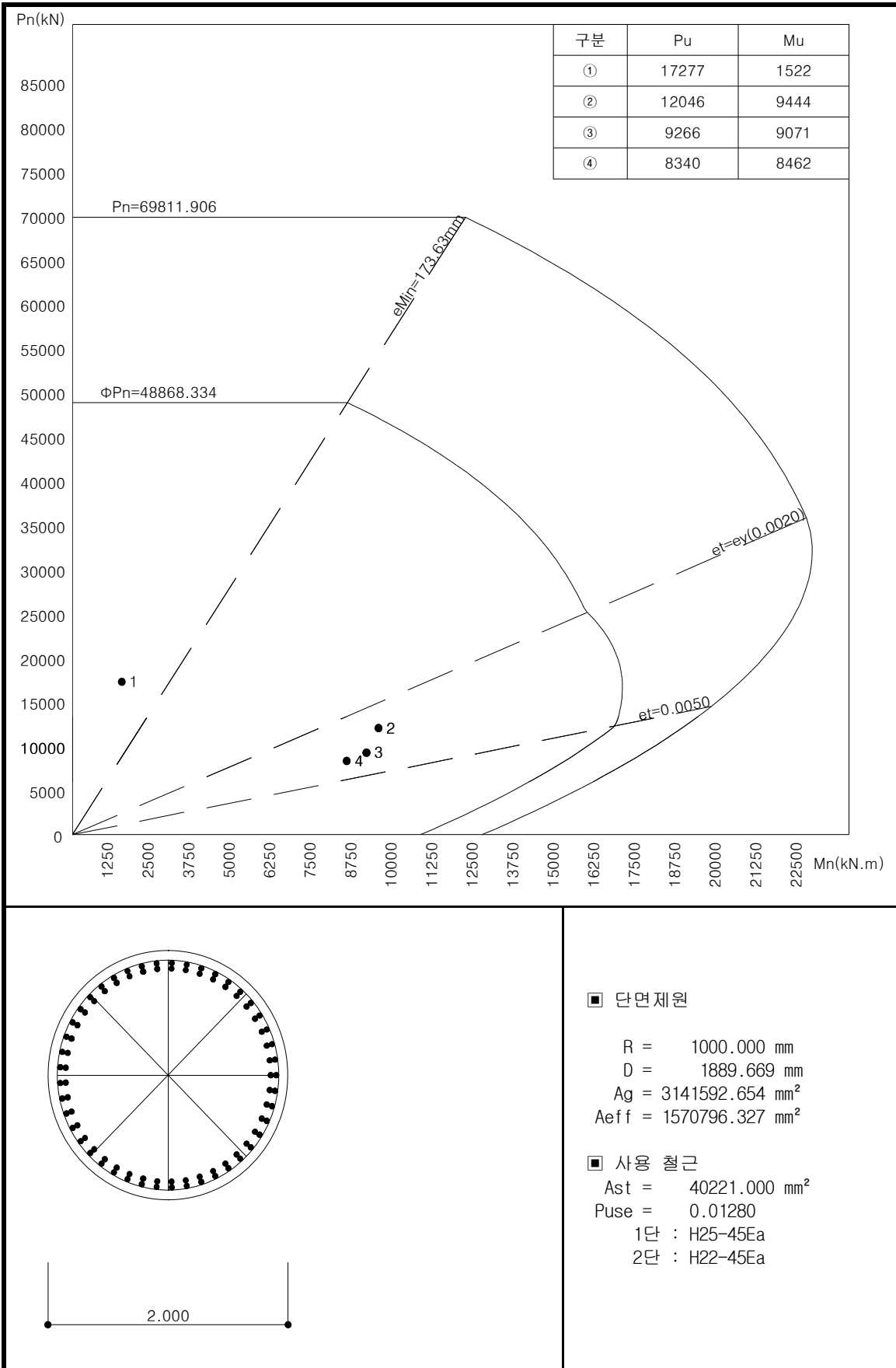
㉖ 강도감소계수(Φ) 산정

$$\begin{aligned}
 d_t &= 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm} \\
 c &= 851.821 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 724.048 \text{ mm} \\
 \epsilon_y &= f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020 \\
 \epsilon_t &= 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 851.82) / 851.82 = 0.00369 \\
 &\rightarrow \text{계수축력이 } 0.10 \times f_{ck} \times A_g \text{보다 작으므로 } \epsilon_t \text{는 최소허용변형률 이상이어야 한다.} \\
 &\text{최소허용변형률은 } f_y \text{가 } 400 \text{ MPa 이하이므로 } 0.00400 \text{를 적용한다.} \\
 \epsilon_y &< \epsilon_t < 0.00500 \text{ 이므로 변화구간단면이며, } \Phi = 0.80 \text{ 를 적용한다.} \\
 \Phi &= 0.700 + (0.0040 - 0.0020) \times (0.850 - 0.700) / (0.00500 - 0.00200) = 0.800
 \end{aligned}$$

㉗ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\begin{aligned}
 \text{Max} P_n &= 0.80 \times \{0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}\} = 69811.904 \text{ kN} \geq P_n = 21307.826 \text{ kN} \\
 \Phi P_n &= 0.80 \times 21307.826 = 17046.260 \text{ kN} \geq P_u = 8339.736 \text{ kN} \therefore \text{O.K} \\
 \Phi M_n &= \Phi P_n \times 1.015 = 17297.097 \text{ kN.m} \geq M_u = 8462.456 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}
 \end{aligned}$$

4) PM 상관도



9.2 교축방향

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pe(kN)	Pu(kN)	M1(kN.m)	M2(kN.m)	V(kN)	Δ(m)	비 고
ULB01	-12046.285	-17277.222	2.120	2.120	0.000	0.00000	축력최대
ULB08	-12046.285	-15209.177	4619.087	10259.375	1524.402	0.00524	모멘트최대
ULB22	-9266.373	-9266.373	836.329	4414.109	1305.520	0.00000	탄성설계
ULB22	-9266.373	-9266.373	278.269	1470.862	1305.520	0.00000	소성설계
UEB14	-8803.054	-8803.054	4562.491	10244.154	1542.522	0.00521	편심최대

註) Pe : 장기지속축력 (= 고정하중에 의한 축력 x 고정하중계수)

Pu : 전체축력, M1, M2 : 기둥상단, 하단 모멘트

Vu : 전단력, Δ : 기둥상단의 변위량

※ 소성설계시 지진시 모멘트에 대하여 응답수정계수(R=3.0)로 나눈 값을 적용한다

2) 기둥검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.005	0.013	0.060	0.K	48868.332	17277.222	2.120	2.828	0.K
모멘트최대	0.005	0.013	0.060	0.K	23823.483	15209.177	10352.548	1.566	0.K
탄성설계	0.005	0.013	0.060	0.K	44642.889	9266.373	4414.109	4.818	0.K
편심최대	0.005	0.013	0.060	0.K	14454.320	8803.054	10295.632	1.642	0.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 13, ULB01)

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1889.669	17277.222	2.120	0.123

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

$$Q = \sum P_u \cdot \Delta / (V_u \cdot L_c)$$

$$= 17277.222 \times 0.00000 / (0.000 \times 5.640)$$

$$= 0.000$$

여기서, $\sum P_u$: 총전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

V_u : 층전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 5.640 m)

㉣ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, $k = 2.100$

세장비 $\lambda = k \times L_u / r \leq 22$

$$= 2.100 \times 6.329 / 0.500$$

$$= 26.582 > 22.000 \quad \therefore \text{장주}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.500$: 부재단면의 최소회전반경

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 6.329 m)

㉤ 모멘트 확대계수 산정

$$\delta_s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$$

$$= 1 / (1 - 0.000)$$

$$= 1.000$$

㉥ 확대 모멘트 산정

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s \times M_{1s}$$

$$= 0.000 + 1.000 \times 2.120$$

$$= 2.120 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s \times M_{2s}$$

$$= 0.000 + 1.000 \times 2.120$$

$$= 2.120 \text{ kN.m}$$

㉦ 철근비 검토

$$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2, A_{st} = 40221.00 \text{ mm}^2, \rho_{use} = 0.01280$$

$$- 1\text{단} : \text{H25} - 45\text{EA} (A_s=22801.500 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : \text{H22} - 45\text{EA} (A_s=17419.500 \text{ mm}^2), d_2 = 123.500 \text{ mm}$$

$$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0128) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{\psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y)\} = 1144793.400 \text{ mm}^2$$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉔ 평형하중 산정

$$\begin{aligned}
 c_b &= 600 / (600 + f_y) \times d = 1133.802 \text{ mm}, & a_b &= k_1 \times c_b = 963.731 \text{ mm} \\
 C_c &= 0.85 \times 27.0 \times 1498332.493 = 34386.731 \text{ kN}, & \sum C_{si} &= 6116.189 \text{ kN}, & \sum T_{si} &= 4668.457 \text{ kN} \\
 P_b &= 34386.731 + 6116.189 - 4668.457 & &= 35834.462 \text{ kN} \\
 M_b &= C_c \times 925.967 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) & &= 22637.430 \text{ kN.m} \\
 e_b &> e \rightarrow \text{압축 파괴} & (e_b = M_b/P_b = 631.722 \text{ mm}, & e = M_u/P_u = 0.123 \text{ mm})
 \end{aligned}$$

㉕ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 5545.368 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 4713.562 \text{ mm}$ 를 사용.

$$\begin{aligned}
 C_c &= 0.85 \times 27.0 \times 3141936.858 = 72107.451 \text{ kN} \\
 \sum C_{si} &= 15153.303 \text{ kN}, & \sum T_{si} &= 0.000 \text{ kN} \\
 P_n &= 72107.451 + 15153.303 - 0.000 & &= 87260.754 \text{ kN} \\
 M_n &= C_c \times 2356.781 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) & &= 10.644 \text{ kN.m} \\
 \text{- 편심오차 : } |e - M_n/P_n (=0.122)| &= 0.0007 \leq 0.010 & \therefore \text{허용오차 만족}
 \end{aligned}$$

㉖ 강도감소계수(Φ) 산정

$$\begin{aligned}
 d_t &= 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm} \\
 c &= 5545.368 \text{ mm}, & a &= k_1 \times c = 4713.562 \text{ mm} \\
 \epsilon_y &= f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020 \\
 \epsilon_t &= 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 5545.37) / 5545.37 = -0.00197 \\
 \epsilon_t &\leq \epsilon_y \text{ 이므로 압축지배단면이며, } \Phi = 0.70 \text{ 를 적용한다.}
 \end{aligned}$$

㉗ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\begin{aligned}
 \text{Max } P_n &= 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 69811.904 \text{ kN} < P_n = 87260.754 \text{ kN} \\
 \Phi P_n &= 0.70 \times 69811.904 = 48868.332 \text{ kN} \geq P_u = 17277.222 \text{ kN} \therefore \text{O.K} \\
 \Phi M_n &= \Phi P_n \times 0.000 = 5.997 \text{ kN.m} \geq M_u = 2.120 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}
 \end{aligned}$$

② 모멘트최대 : (부재 13, ULB08)

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1889.669	15209.177	10352.548	680.678

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

$$Q = \sum P_u \cdot \Delta / (V_u \cdot L_c)$$

$$= 15209.177 \times 0.00524 / (1524.402 \times 5.640)$$

$$= 0.009$$

여기서, $\sum P_u$: 총전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

V_u : 층전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 5.640 m)

㉣ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, $k = 2.100$

세장비 $\lambda = k \times L_u / r \leq 22$

$$= 2.100 \times 6.329 / 0.500$$

$$= 26.582 > 22.000 \quad \therefore \text{장주}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.500$: 부재단면의 최소회전반경

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 6.329 m)

㉤ 모멘트 확대계수 산정

$$\delta_s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$$

$$= 1 / (1 - 0.009)$$

$$= 1.009$$

㉥ 확대 모멘트 산정

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s \times M_{1s}$$

$$= 0.000 + 1.009 \times 4619.087$$

$$= 4661.036 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s \times M_{2s}$$

$$= 0.000 + 1.009 \times 10259.375$$

$$= 10352.548 \text{ kN.m}$$

㉦ 철근비 검토

$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2$, $A_{st} = 40221.00 \text{ mm}^2$, $P_{use} = 0.01280$

- 1단 : H25 - 45EA ($A_s=22801.500 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H22 - 45EA ($A_s=17419.500 \text{ mm}^2$), $d_2 = 123.500 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0128) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \quad \therefore \text{O.K}$

$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g$, $A_{eff} = P_u / \{\Psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y)\} = 1007764.180 \text{ mm}^2$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉔ 평형하중 산정

$$\begin{aligned}
 c_b &= 600 / (600 + f_y) \times d = 1133.802 \text{ mm}, & a_b &= k_1 \times c_b = 963.731 \text{ mm} \\
 C_c &= 0.85 \times 27.0 \times 1498332.493 = 34386.731 \text{ kN}, & \sum C_{si} &= 6116.189 \text{ kN}, & \sum T_{si} &= 4668.457 \text{ kN} \\
 P_b &= 34386.731 + 6116.189 - 4668.457 & &= 35834.462 \text{ kN} \\
 M_b &= C_c \times 925.967 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) & &= 22637.430 \text{ kN.m} \\
 e_b &< e \rightarrow \text{인장 파괴} & (e_b = M_b/P_b = 631.722 \text{ mm}, & e = M_u/P_u = 680.678 \text{ mm})
 \end{aligned}$$

㉕ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 1090.306 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 926.760 \text{ mm}$ 를 사용.

$$\begin{aligned}
 C_c &= 0.85 \times 27.0 \times 1424502.009 = 32692.321 \text{ kN} \\
 \sum C_{si} &= 5959.662 \text{ kN}, & \sum T_{si} &= 5163.555 \text{ kN} \\
 P_n &= 32692.321 + 5959.662 - 5163.555 & &= 33488.428 \text{ kN} \\
 M_n &= C_c \times 927.659 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) & &= 22795.048 \text{ kN.m} \\
 \text{- 편심오차 : } |e - M_n/P_n (=680.684)| &= 0.0066 \leq 0.010 & \therefore \text{허용오차 만족}
 \end{aligned}$$

㉖ 강도감소계수(Φ) 산정

$$\begin{aligned}
 d_t &= 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm} \\
 c &= 1090.306 \text{ mm}, & a &= k_1 \times c = 926.760 \text{ mm} \\
 \epsilon_y &= f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020 \\
 \epsilon_t &= 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 1090.31) / 1090.31 = 0.00223 \\
 \epsilon_y &< \epsilon_t < 0.00500 \text{ 이므로 변화구간단면이며, } \Phi &= 0.71 \text{ 를 적용한다.} \\
 \Phi &= 0.700 + (0.0022 - 0.0020) \times (0.850 - 0.700) / (0.00500 - 0.00200) &= 0.711
 \end{aligned}$$

㉗ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\begin{aligned}
 \text{Max} P_n &= 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 69811.904 \text{ kN} \geq P_n = 33488.428 \text{ kN} \\
 \Phi P_n &= 0.71 \times 33488.428 = 23823.483 \text{ kN} \geq P_u = 15209.177 \text{ kN} \therefore \text{O.K} \\
 \Phi M_n &= \Phi P_n \times 0.681 = 16216.114 \text{ kN.m} \geq M_u = 10352.548 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}
 \end{aligned}$$

③ 단성설계 : (부재 13, ULB22)

㉞ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=1.00$

피복(mm)	d(mm)	$P_u(\text{kN})$	$M_u(\text{kN.m})$	e(mm)
100.000	1889.669	9266.373	4414.109	476.358

㉞ 압축부재의 장주효과

㉞ 총 안정지수 산정

$$Q = \sum P_u \Delta / (V_u L_c)$$

$$= 9266.373 \times 0.00000 / (1305.520 \times 5.640)$$

$$= 0.000$$

여기서, $\sum P_u$: 총전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

V_u : 총전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 5.640 m)

㉞ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, $k = 2.100$

$$\text{세장비 } \lambda = k \times L_u / r \leq 22$$

$$= 2.100 \times 6.329 / 0.500$$

$$= 26.582 > 22.000 \quad \therefore \text{장주}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.500$: 부재단면의 최소회전반경

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 6.329 m)

㉞ 모멘트 확대계수 산정

$$\delta_s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$$

$$= 1 / (1 - 0.000)$$

$$= 1.000$$

㉞ 확대 모멘트 산정

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s \times M_{1s}$$

$$= 0.000 + 1.000 \times 836.329$$

$$= 836.329 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s \times M_{2s}$$

$$= 0.000 + 1.000 \times 4414.109$$

$$= 4414.109 \text{ kN.m}$$

㉞ 철근비 검토

$$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2, A_{st} = 40221.00 \text{ mm}^2, \rho_{use} = 0.01280$$

$$- 1\text{단} : \text{H25} - 45\text{EA} (A_s=22801.500 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : \text{H22} - 45\text{EA} (A_s=17419.500 \text{ mm}^2), d_2 = 123.500 \text{ mm}$$

$$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0128) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \times f_{ck} + 0.01 \times f_y) \} = 613992.380 \text{ mm}^2$$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉔ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1133.802 \text{ mm}, \quad a_b = k_1 \times c_b = 963.731 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1498332.493 = 34386.731 \text{ kN}, \quad \sum C_{si} = 6116.189 \text{ kN}, \quad \sum T_{si} = 4668.457 \text{ kN}$$

$$P_b = 34386.731 + 6116.189 - 4668.457 = 35834.462 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times 925.967 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 22637.430 \text{ kN.m}$$

$$e_b > e \rightarrow \text{압축 파괴} \quad (e_b = M_b/P_b = 631.722 \text{ mm}, \quad e = M_u/P_u = 476.358 \text{ mm})$$

㉕ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 1296.362 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1101.907 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1774328.368 = 40720.836 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 6730.903 \text{ kN}, \quad \sum T_{si} = 2808.850 \text{ kN}$$

$$P_n = 40720.836 + 6730.903 - 2808.850 = 44642.889 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 920.886 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 21265.821 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 476.354)| = 0.0037 \leq 0.010 \quad \therefore \text{허용오차 만족}$

㉖ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 69811.904 \text{ kN} \geq P_n = 44642.889 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 1.00 \times 44642.889 = 44642.889 \text{ kN} \geq P_u = 9266.373 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.476 = 21265.988 \text{ kN.m} \geq M_u = 4414.109 \text{ kN.m} \quad \therefore \text{O.K}$$

④ 편심최대 : (부재 13, UEB14)

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$

피복(mm)	d(mm)	$P_u(\text{kN})$	$M_u(\text{kN.m})$	e(mm)
100.000	1889.669	8803.054	10295.632	1169.552

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

$$Q = \sum P_u \Delta / (V_u L_c)$$

$$= 8803.054 \times 0.00521 / (1542.522 \times 5.640)$$

$$= 0.005$$

여기서, $\sum P_u$: 총전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

V_u : 층전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 5.640 m)

㉣ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, $k = 2.100$

$$\text{세장비 } \lambda = k \times L_u / r \leq 22$$

$$= 2.100 \times 6.329 / 0.500$$

$$= 26.582 > 22.000 \quad \therefore \text{장주}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.500$: 부재단면의 최소회전반경

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 6.329 m)

㉤ 모멘트 확대계수 산정

$$\delta_s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$$

$$= 1 / (1 - 0.005)$$

$$= 1.005$$

㉥ 확대 모멘트 산정

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s \times M_{1s}$$

$$= 0.000 + 1.005 \times 4562.491$$

$$= 4585.418 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s \times M_{2s}$$

$$= 0.000 + 1.005 \times 10244.154$$

$$= 10295.632 \text{ kN.m}$$

㉦ 철근비 검토

$$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2, A_{st} = 40221.00 \text{ mm}^2, \rho_{use} = 0.01280$$

$$- 1\text{단} : \text{H25} - 45\text{EA} (A_s=22801.500 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : \text{H22} - 45\text{EA} (A_s=17419.500 \text{ mm}^2), d_2 = 123.500 \text{ mm}$$

$$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0128) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80 (0.85 f_{ck} + 0.01 f_y) \} = 583292.738 \text{ mm}^2$$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2} A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉔ 평형하중 산정

$$\begin{aligned}
 c_b &= 600 / (600 + f_y) \times d = 1133.802 \text{ mm}, & a_b &= k_1 \times c_b = 963.731 \text{ mm} \\
 C_c &= 0.85 \times 27.0 \times 1498332.493 = 34386.731 \text{ kN}, & \sum C_{si} &= 6116.189 \text{ kN}, & \sum T_{si} &= 4668.457 \text{ kN} \\
 P_b &= 34386.731 + 6116.189 - 4668.457 & &= 35834.462 \text{ kN} \\
 M_b &= C_c \times 925.967 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) & &= 22637.430 \text{ kN.m} \\
 e_b &< e \rightarrow \text{인장 파괴} & (e_b = M_b/P_b = 631.722 \text{ mm}, & e = M_u/P_u = 1169.552 \text{ mm})
 \end{aligned}$$

㉕ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 778.849 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 662.021 \text{ mm}$ 를 사용.

$$\begin{aligned}
 C_c &= 0.85 \times 27.0 \times 907970.617 = 20837.926 \text{ kN} \\
 \sum C_{si} &= 4699.775 \text{ kN}, & \sum T_{si} &= 7822.439 \text{ kN} \\
 P_n &= 20837.926 + 4699.775 - 7822.439 & &= 17715.261 \text{ kN} \\
 M_n &= C_c \times 943.142 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) & &= 20718.910 \text{ kN.m} \\
 \text{- 편심오차 : } |e - M_n/P_n (=1169.551)| &= 0.0008 \leq 0.010 & \therefore \text{허용오차 만족}
 \end{aligned}$$

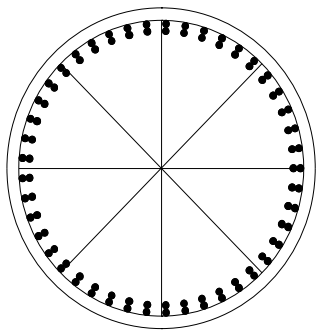
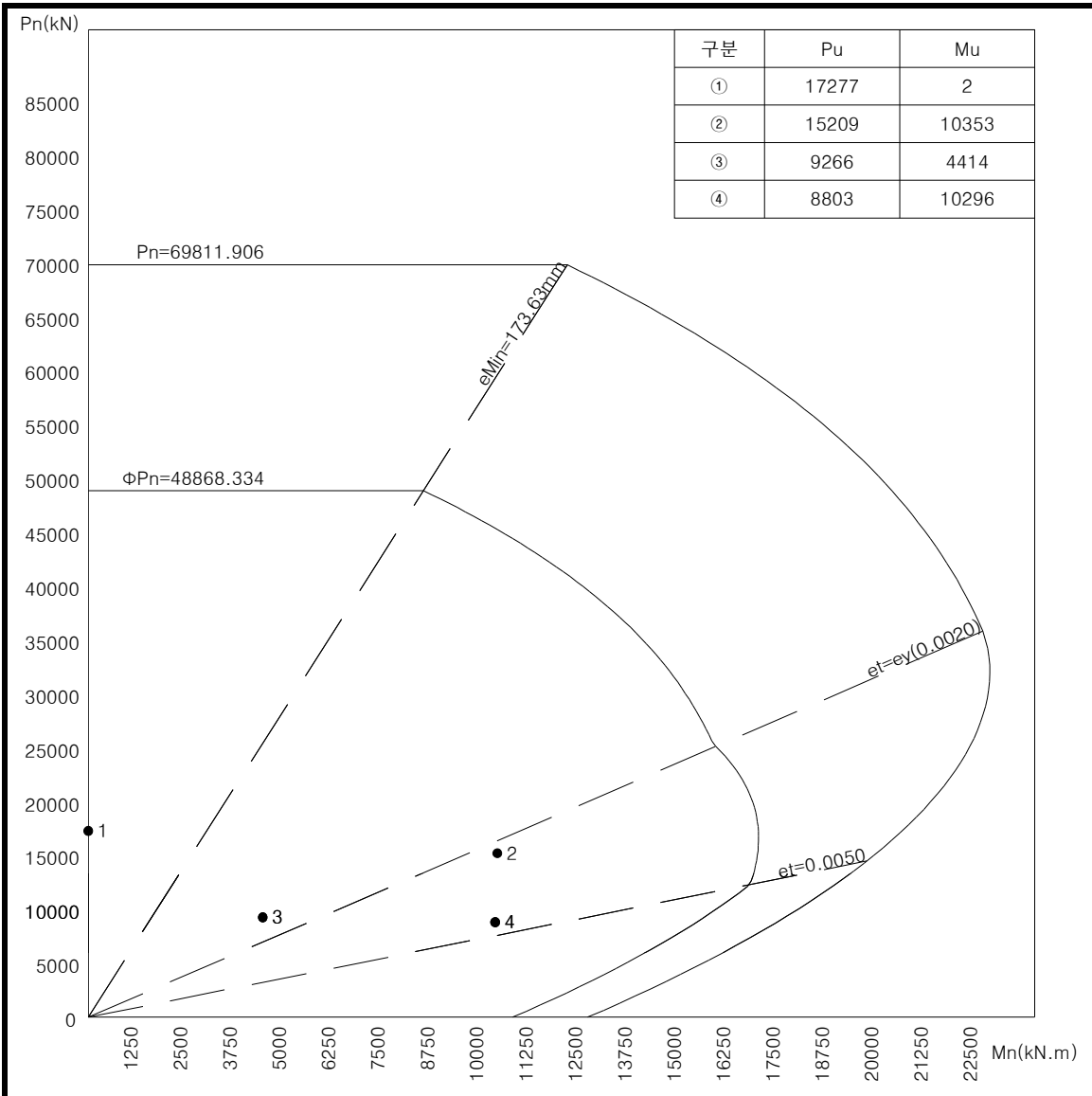
㉖ 강도감소계수(Φ) 산정

$$\begin{aligned}
 d_t &= 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm} \\
 c &= 778.849 \text{ mm}, & a &= k_1 \times c = 662.021 \text{ mm} \\
 \epsilon_y &= f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020 \\
 \epsilon_t &= 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 778.85) / 778.85 = 0.00432 \\
 \epsilon_y &< \epsilon_t < 0.00500 \text{ 이므로 변화구간단면이며, } \Phi &= 0.82 \text{ 를 적용한다.} \\
 \Phi &= 0.700 + (0.0043 - 0.0020) \times (0.850 - 0.700) / (0.00500 - 0.00200) &= 0.816
 \end{aligned}$$

㉗ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\begin{aligned}
 \text{Max } P_n &= 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 69811.904 \text{ kN} \geq P_n = 17715.261 \text{ kN} \\
 \Phi P_n &= 0.82 \times 17715.261 = 14454.320 \text{ kN} \geq P_u = 8803.054 \text{ kN} \therefore \text{O.K} \\
 \Phi M_n &= \Phi P_n \times 1.170 = 16905.084 \text{ kN.m} \geq M_u = 10295.632 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}
 \end{aligned}$$

4) PM 상관도



■ 단면제원

$R = 1000.000 \text{ mm}$
 $D = 1889.669 \text{ mm}$
 $A_g = 3141592.654 \text{ mm}^2$
 $A_{eff} = 1570796.327 \text{ mm}^2$

■ 사용 철근

$A_{st} = 40221.000 \text{ mm}^2$
 $P_{use} = 0.01280$
 1단 : H25-45Ea
 2단 : H22-45Ea

9.3 합성부재력 검토

1) 기동부재력 집계 : 하단

구 분	Pu(kN)	Mx(kN.m)	My(kN.m)	M2(kN.m)	비 고
UL01	-17277.222	2.120	1521.957	1521.958	축력최대
UL08	-15209.177	10352.548	546.545	10366.965	모멘트최대
UL22	-9266.373	4414.109	4864.824	6568.932	탄성설계
UL22	-9266.373	4414.109	4864.824	6568.932	소성설계
UE14	-8803.054	10295.632	8824.221	13559.753	편심최대
UL04	-12046.285	398.448	9443.962	9452.363	모멘트최대
UE26	-8339.736	366.831	8462.456	8470.403	편심최대

註) Pu : 축력, Mx : 교축방향 모멘트, My : 교축직각방향 모멘트

Mx, My는 확대 모멘트 값을 사용한다, $M2 = \sqrt{Mx^2 + My^2}$

※ 지진시의 조합은 교축방향의 부재력을 사용한다.

조합시 교축직각방향은 내진해석에서 얻은 4864.824 kN.m를 사용하며,

교축방향 기동검토시의 모멘트 확대계수를 적용한다.

My = 4864.824 x 1.000 = 4864.824 kN.m, 2) 교축방향 참조

- 지진시 모멘트(=4864.824) : [5. 하중계산] - 지진에의한 하중 참조

2) 기동검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.005	0.013	0.060	0.K	48868.332	17277.222	1521.958	2.828	0.K
모멘트최대	0.005	0.013	0.060	0.K	23798.546	15209.177	10366.965	1.565	0.K
탄성설계	0.005	0.013	0.060	0.K	32186.200	9266.373	6568.932	3.473	0.K
편심최대	0.005	0.013	0.060	0.K	10415.428	8803.054	13559.753	1.183	0.K
모멘트최대	0.005	0.013	0.060	0.K	21247.148	12046.285	9452.363	1.764	0.K
편심최대	0.005	0.013	0.060	0.K	17025.794	8339.736	8470.403	2.042	0.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 13, UL001)

【 기둥 : 하부 , 1/7 】

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$, $\theta=89.920^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1889.669	17277.222	1521.958	88.090

㉡ 철근비 검토

$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2$, $A_{st} = 40221.00 \text{ mm}^2$, $P_{use} = 0.01280$

- 1단 : H25 - 45EA ($A_s=22801.500 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H22 - 45EA ($A_s=17419.500 \text{ mm}^2$), $d_2 = 123.500 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0128) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore 0.K$

$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g$, $A_{eff} = P_u / \{\Psi 0.80(0.85 \times f_{ck} + 0.01 \times f_y)\} = 1144793.400 \text{ mm}^2$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉢ 평형하중 산정

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1133.802 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 963.731 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1498332.493 = 34386.731 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 6116.189 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 4668.457 \text{ kN}$

$P_b = 34386.731 + 6116.189 - 4668.457 = 35834.462 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 925.967 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 22637.430 \text{ kN.m}$

$e_b > e \rightarrow$ 압축 파괴 ($e_b = M_b / P_b = 631.722 \text{ mm}$, $e = M_u / P_u = 88.090 \text{ mm}$)

㉣ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 2094.723 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1780.514 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 2954366.450 = 67802.710 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 10118.792 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 0.000 \text{ kN}$

$P_n = 67802.710 + 10118.792 - 0.000 = 77921.502 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 945.433 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 6864.854 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n / P_n (= 88.100)| = 0.0092 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉤ 강도감소계수(Φ) 산정

$d_t = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm}$

$c = 2094.723 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1780.514 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 2094.72) / 2094.72 = -0.00028$

$\epsilon_t \leq \epsilon_y$ 이므로 압축지배단면이며, $\Phi = 0.70$ 를 적용한다.

㉥ 축방향력 및 휨에대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 69811.904 \text{ kN} < P_n = 77921.502 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.70 \times 69811.904 = 48868.332 \text{ kN} \geq P_u = 17277.222 \text{ kN} \therefore 0.K$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.088 = 4304.834 \text{ kN.m} \geq M_u = 1521.958 \text{ kN.m} \therefore 0.K$

② 모멘트최대 : (부재 13, UL008)

【 기둥 : 하부 , 2/7 】

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$, $\theta=3.022\text{도}$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1889.669	15209.177	10366.965	681.626

㉡ 철근비 검토

$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2$, $A_{st} = 40221.00 \text{ mm}^2$, $P_{use} = 0.01280$

- 1단 : H25 - 45EA ($A_s=22801.500 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H22 - 45EA ($A_s=17419.500 \text{ mm}^2$), $d_2 = 123.500 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0128) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore \text{O.K}$

$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g$, $A_{eff} = P_u / \{\Psi 0.80(0.85 \times f_{ck} + 0.01 \times f_y)\} = 1007764.180 \text{ mm}^2$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉢ 평형하중 산정

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1133.802 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 963.731 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1498332.493 = 34386.731 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 6116.189 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 4668.457 \text{ kN}$

$P_b = 34386.731 + 6116.189 - 4668.457 = 35834.462 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 925.967 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 22637.430 \text{ kN.m}$

$e_b < e \rightarrow$ 인장 파괴 ($e_b = M_b / P_b = 631.722 \text{ mm}$, $e = M_u / P_u = 681.626 \text{ mm}$)

㉣ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 1089.477 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 926.056 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1423096.503 = 32660.065 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 5956.227 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 5172.267 \text{ kN}$

$P_n = 32660.065 + 5956.227 - 5172.267 = 33444.025 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 927.692 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 22796.584 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n / P_n (= 681.634)| = 0.0083 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉤ 강도감소계수(Φ) 산정

$d_t = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm}$

$c = 1089.477 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 926.056 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 1089.48) / 1089.48 = 0.00223$

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.00500$ 이므로 변화구간단면이며, $\Phi = 0.71$ 를 적용한다.

$\Phi = 0.700 + (0.0022 - 0.0020) \times (0.850 - 0.700) / (0.00500 - 0.00200) = 0.712$

㉦ 축방향력 및 휨에대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 69811.904 \text{ kN} \geq P_n = 33444.025 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.71 \times 33444.025 = 23798.546 \text{ kN} \geq P_u = 15209.177 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.682 = 16221.699 \text{ kN.m} \geq M_u = 10366.965 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

③ 탄성설계 : (부재 13, UL022)

【 기둥 : 하부 , 3/7 】

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=1.00$, $\theta=47.781^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	$P_u(\text{kN})$	$M_u(\text{kN.m})$	e(mm)
100.000	1889.669	9266.373	6568.932	708.900

㉡ 철근비 검토

$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2$, $A_{st} = 40221.00 \text{ mm}^2$, $P_{use} = 0.01280$

- 1단 : H25 - 45EA ($A_s=22801.500 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H22 - 45EA ($A_s=17419.500 \text{ mm}^2$), $d_2 = 123.500 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0128) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore \text{O.K}$

$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g$, $A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y) \} = 613992.380 \text{ mm}^2$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉢ 평형하중 산정

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1133.802 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 963.731 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1498332.493 = 34386.731 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 6116.189 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 4668.457 \text{ kN}$

$P_b = 34386.731 + 6116.189 - 4668.457 = 35834.462 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 925.967 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 22637.430 \text{ kN.m}$

$e_b < e \rightarrow$ 인장 파괴 ($e_b = M_b / P_b = 631.722 \text{ mm}$, $e = M_u / P_u = 708.900 \text{ mm}$)

㉣ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 1065.743 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 905.882 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1382890.239 = 31737.331 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 5855.626 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 5406.757 \text{ kN}$

$P_n = 31737.331 + 5855.626 - 5406.757 = 32186.200 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 928.671 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 22816.875 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n / P_n (= 708.902)| = 0.0024 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉤ 축방향력 및 휨에대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{ 0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st} \} = 69811.904 \text{ kN} \geq P_n = 32186.200 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 1.00 \times 32186.200 = 32186.200 \text{ kN} \geq P_u = 9266.373 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.709 = 22816.797 \text{ kN.m} \geq M_u = 6568.932 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

④ 편심최대 : (부재 13, UE014)

【 기둥 : 하부 , 5/7 】

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$, $\theta=40.599^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1889.669	8803.054	13559.753	1540.347

㉡ 철근비 검토

$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2$, $A_{st} = 40221.00 \text{ mm}^2$, $P_{use} = 0.01280$

- 1단 : H25 - 45EA ($A_s=22801.500 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H22 - 45EA ($A_s=17419.500 \text{ mm}^2$), $d_2 = 123.500 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0128) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore \text{O.K}$

$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g$, $A_{eff} = P_u / \{\psi 0.80(0.85 \times f_{ck} + 0.01 \times f_y)\} = 583292.738 \text{ mm}^2$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉢ 평형하중 산정

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1133.802 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 963.731 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1498332.493 = 34386.731 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 6116.189 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 4668.457 \text{ kN}$

$P_b = 34386.731 + 6116.189 - 4668.457 = 35834.462 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 925.967 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 22637.430 \text{ kN.m}$

$e_b < e \rightarrow$ 인장 파괴 ($e_b = M_b / P_b = 631.722 \text{ mm}$, $e = M_u / P_u = 1540.347 \text{ mm}$)

㉣ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 665.391 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 565.582 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 730145.467 = 16756.838 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 4200.423 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 8703.817 \text{ kN}$

$P_n = 16756.838 + 4200.423 - 8703.817 = 12253.445 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 950.028 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 18874.549 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n / P_n (= 1540.346)| = 0.0001 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉤ 강도감소계수(Φ) 산정

$d_t = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm}$

$c = 665.391 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 565.582 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 665.39) / 665.39 = 0.00557$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

㉦ 축방향력 및 휨에대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 69811.904 \text{ kN} \geq P_n = 12253.445 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.85 \times 12253.445 = 10415.428 \text{ kN} \geq P_u = 8803.054 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 1.540 = 16043.368 \text{ kN.m} \geq M_u = 13559.753 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

⑤ 모멘트최대 : (부재 13, UL004)

【 기둥 : 하부 , 6/7 】

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$, $\theta=87.584^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	$P_u(\text{kN})$	$M_u(\text{kN.m})$	e(mm)
100.000	1889.669	12046.285	9452.363	784.670

㉡ 철근비 검토

$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2$, $A_{st} = 40221.00 \text{ mm}^2$, $P_{use} = 0.01280$

- 1단 : H25 - 45EA ($A_s=22801.500 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H22 - 45EA ($A_s=17419.500 \text{ mm}^2$), $d_2 = 123.500 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0128) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore \text{O.K}$

$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g$, $A_{eff} = P_u / \{\Psi 0.80(0.85 \times f_{ck} + 0.01 \times f_y)\} = 798190.101 \text{ mm}^2$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉢ 평형하중 산정

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1133.802 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 963.731 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1498332.493 = 34386.731 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 6116.189 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 4668.457 \text{ kN}$

$P_b = 34386.731 + 6116.189 - 4668.457 = 35834.462 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 925.967 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 22637.430 \text{ kN.m}$

$e_b < e \rightarrow$ 인장 파괴 ($e_b = M_b / P_b = 631.722 \text{ mm}$, $e = M_u / P_u = 784.670 \text{ mm}$)

㉣ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 1003.119 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 852.651 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1277216.457 = 29312.118 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 5616.057 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 5985.594 \text{ kN}$

$P_n = 29312.118 + 5616.057 - 5985.594 = 28942.581 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 931.426 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 22710.367 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n / P_n (= 784.670)| = 0.0007 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉤ 강도감소계수(Φ) 산정

$d_t = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm}$

$c = 1003.119 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 852.651 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 1003.12) / 1003.12 = 0.00268$

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.00500$ 이므로 변화구간단면이며, $\Phi = 0.73$ 를 적용한다.

$\Phi = 0.700 + (0.0027 - 0.0020) \times (0.850 - 0.700) / (0.00500 - 0.00200) = 0.734$

㉦ 축방향력 및 휨에대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 69811.904 \text{ kN} \geq P_n = 28942.581 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.73 \times 28942.581 = 21247.148 \text{ kN} \geq P_u = 12046.285 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.785 = 16672.008 \text{ kN.m} \geq M_u = 9452.363 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

⑥ 편심최대 : (부재 13, UE026)

【 기둥 : 하부 , 7/7 】

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$, $\theta=87.518^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	$P_u(\text{kN})$	$M_u(\text{kN.m})$	e(mm)
100.000	1889.669	8339.736	8470.403	1015.668

㉡ 철근비 검토

$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2$, $A_{st} = 40221.00 \text{ mm}^2$, $P_{use} = 0.01280$

- 1단 : H25 - 45EA ($A_s=22801.500 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H22 - 45EA ($A_s=17419.500 \text{ mm}^2$), $d_2 = 123.500 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0128) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore \text{O.K}$

$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g$, $A_{eff} = P_u / \{\Psi 0.80(0.85 \times f_{ck} + 0.01 \times f_y)\} = 552593.162 \text{ mm}^2$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉢ 평형하중 산정

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1133.802 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 963.731 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1498332.493 = 34386.731 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 6116.189 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 4668.457 \text{ kN}$

$P_b = 34386.731 + 6116.189 - 4668.457 = 35834.462 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 925.967 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 22637.430 \text{ kN.m}$

$e_b < e \rightarrow$ 인장 파괴 ($e_b = M_b / P_b = 631.722 \text{ mm}$, $e = M_u / P_u = 1015.668 \text{ mm}$)

㉣ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 851.308 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 723.612 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1025177.458 = 23527.823 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 5006.509 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 7252.089 \text{ kN}$

$P_n = 23527.823 + 5006.509 - 7252.089 = 21282.243 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 939.064 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 21615.663 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n / P_n (= 1015.667)| = 0.0014 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉤ 강도감소계수(Φ) 산정

$d_t = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm}$

$c = 851.308 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 723.612 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 851.31) / 851.31 = 0.00370$

$\rightarrow$ 계수축력이 $0.10 \times f_{ck} \times A_g$ 보다 작으므로 ϵ_t 는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 f_y 가 400 MPa 이하이므로 0.00400 를 적용한다.

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.00500$ 이므로 변화구간단면이며, $\Phi = 0.80$ 를 적용한다.

$\Phi = 0.700 + (0.0040 - 0.0020) \times (0.850 - 0.700) / (0.00500 - 0.00200) = 0.800$

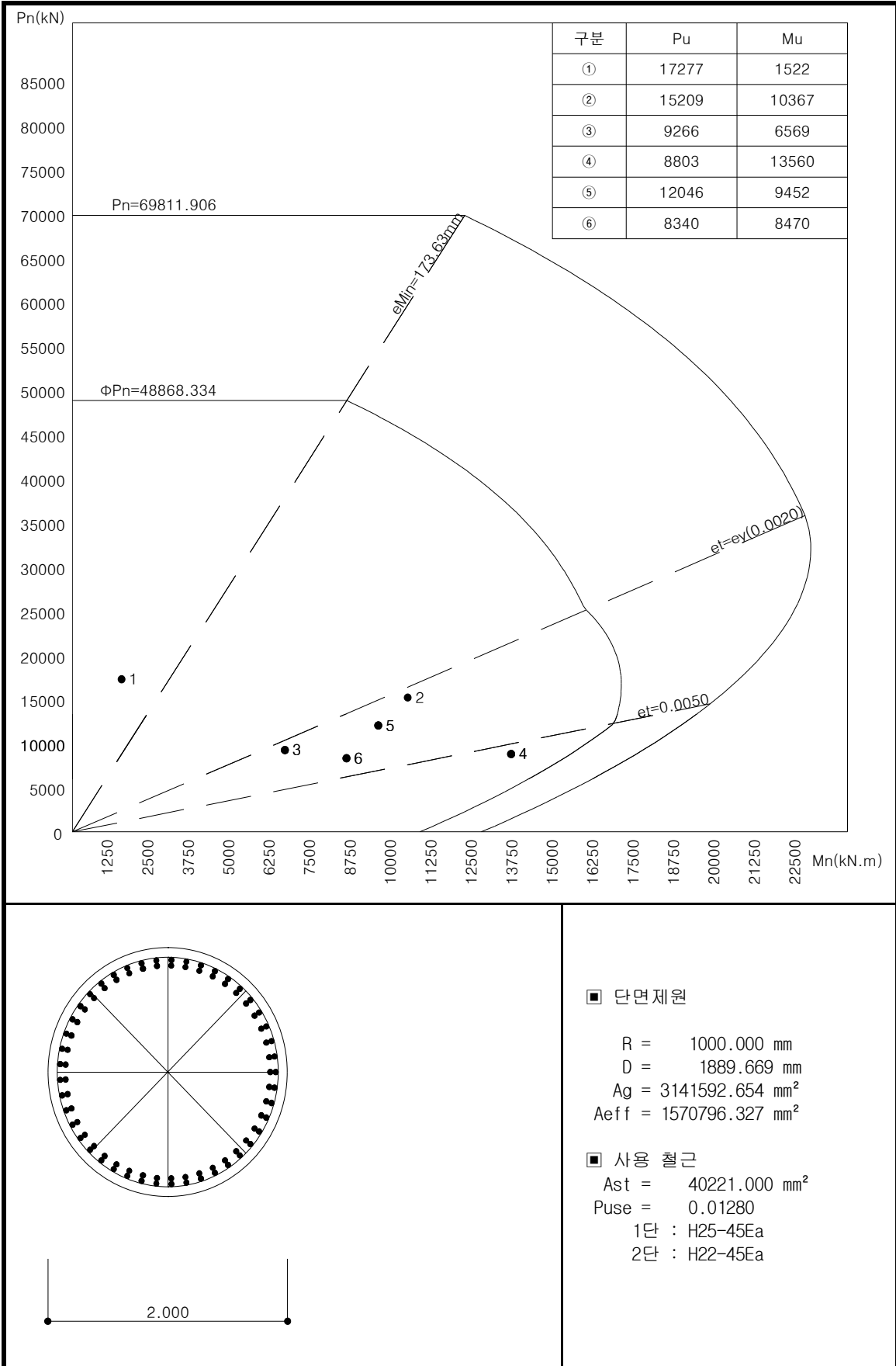
㉥ 축방향력 및 휨에대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 69811.904 \text{ kN} \geq P_n = 21282.243 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.80 \times 21282.243 = 17025.794 \text{ kN} \geq P_u = 8339.736 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 1.016 = 17292.554 \text{ kN.m} \geq M_u = 8470.403 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

4) PM 상관도



9.4 상시 전단설계

(1) 기동에 발생하는 최대전단력 : ULB14 MAX, 『기동부재력 집계』 참조

교축방향 $V = 1542.522 \text{ kN}$
 교축직각방향 $V = 0.000 \text{ kN}$
 합성전단력 $V = 1542.522 \text{ kN}$
 축방향력 $P = 11582.966 \text{ kN}$

(2) 공칭전단력 $V_n = V_c + V_s$ ($\Phi = 0.80$)

$$V_n = V_{\max} / \Phi = 1542.522 / 0.80 = 1928.152 \text{ kN}$$

(3) 압축부재에 의한 콘크리트 전단 V_c 및 필요철근 전단 V_s

① 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 d

$$h = 2000.000 \text{ mm} \quad d' = 110.331 \text{ mm}$$

$$Z_s = \sum (\text{인장철근들의 면적} \times \text{거리}) / \sum (\text{면적})$$

$$= 560.275 \text{ mm}$$

$$d = h/2 + Z_s$$

$$= 2000.000/2 + 560.275$$

$$= 1560.275 \text{ mm}$$

② 압축부재의 콘크리트 전단력 V_c

$$V_c = 1/6 \times (1 + N_u / 14A_g) \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 1/6 \times \{ 1 + 11582.966 \times 1000 / (14 \times 3141592.654) \} \times \sqrt{27.0}$$

$$\times 2000.000 \times 1560.275$$

$$= 3414.185 \text{ kN}$$

③ 필요철근 전단력 V_s

$$V_c/2 = 1707.093 \text{ kN} < V_n \leq V_c = 3414.185 \quad \therefore \text{최소 전단 철근 필요}$$

(4) 필요철근량 계산 A_v

$$A_{v1} = 0.0625 \times \sqrt{27.0} \times B \times s / f_y = 243.570 \text{ mm}^2$$

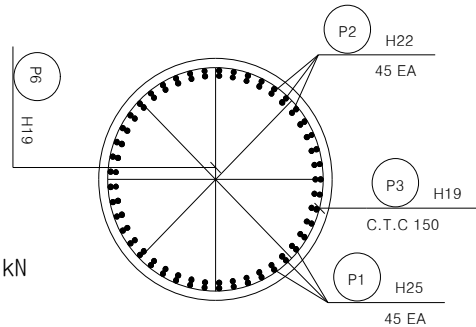
$$A_{v2} = 0.35 \times B \times s / f_y = 262.500 \text{ mm}^2$$

$$A_v = \max(A_{v1}, A_{v2}) = 262.500 \text{ mm}^2$$

$$\text{띠철근의 수직 간격 } S = 150.0 \text{ mm}, \quad d = 1560.275 \text{ mm}, \quad f_y = 400.0 \text{ MPa}$$

$$\text{사용철근량 : H19} \times 2\text{EA} = 573.000 \text{ mm}^2$$

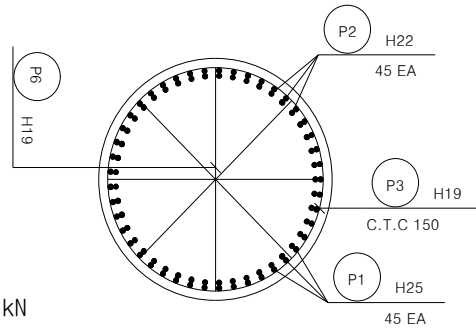
$$\rightarrow 573.000 \text{ mm}^2 \geq 262.500 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$



9.5 지진시 전단설계

(1) 기둥에 발생하는 최대전단력 : UL022 MAX, 『기둥부재력 집계』 참조

교축방향 $V = 926.350 \text{ kN}$
 교축직각방향 $V = 1164.830 \text{ kN}$
 합성전단력 $V = 1488.272 \text{ kN}$
 축방향력 $P = 9266.373 \text{ kN}$



(2) 공칭전단력 $V_n = V_c + V_s$ ($\Phi = 1.00$)

$$V_n = V_{\max} / \Phi = 1488.272 / 1.00 = 1488.272 \text{ kN}$$

(3) 압축부재에 의한 콘크리트 전단 V_c 및 필요철근 전단 V_s

① 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 d

$$h = 2000.000 \text{ mm} \quad d' = 110.331 \text{ mm}$$

$$Z_s = \frac{\sum (\text{인장철근들의 면적} \times \text{거리})}{\sum (\text{면적})}$$

$$= 560.275 \text{ mm}$$

$$d = h/2 + Z_s$$

$$= 2000.000/2 + 560.275$$

$$= 1560.275 \text{ mm}$$

② 압축부재의 콘크리트 전단력 V_c

$$V_c = 1/6 \times (1 + P_u / 14A_g) \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 1/6 \times \{ 1 + 9266.373 \times 1000 / (14 \times 3141592.654) \} \times \sqrt{27.0}$$

$$\times 2000.000 \times 1560.275$$

$$= 3271.843 \text{ kN}$$

③ 필요철근 전단력 V_s

$$V_c/2 = 1635.922 \text{ kN} > V_n = 1488.272 \text{ kN} \quad \therefore \text{전단철근 불필요}$$

9.6 기둥의 횡방향 철근 간격 검토

① 단부구역과 소성힌지구역의 심부구속 철근의 설치 [도로교설계기준 6.8.3.2]

캔틸레버로 거동하는 기둥의 하단과 골조로 거동하는 기둥의 하단과 상단을 단부구역으로 한다.

단부구역의 길이는 기둥의 최대 단면치수, 기둥 순높이의 1/6,

450mm 중 가장 큰 값 이상이어야 한다.

$$- \text{기둥의 최대단면치수 } D = 2000.0 \text{ mm}$$

$$- \text{기둥 순높이의 } 1/6 = 3700.0 / 6 = 616.7 \text{ mm}$$

$$\therefore 2000.0 \text{ mm} = 2.000 \text{ m}$$

② 단부구역 및 소성힌지구역의 횡방향철근의 간격 [도로교설계기준 6.8.3.3]

횡방향철근의 간격은 부재최소단면치수의 1/4, 축방향 철근지름의 6배 이하이어야 한다.

$$- \text{기둥의 최소단면치수 } D / 4 = 2000.0 / 4 = 500.0 \text{ mm}$$

$$- \text{축방향 철근지름 } 6 \times d = 6 \times 25.0 = 150.0 \text{ mm}$$

$$\therefore 150.0 \text{ mm} = 0.150 \text{ m}$$

③ 심부구속 및 단부구역의 횡방향 철근의 설치 [도로교설계기준 6.8.3.3]

심부구속 및 단부구역의 횡방향 철근은 인접부재와의 연결면으로부터 기둥 치수의

0.5배까지 연장해서 설치해야 하나 그 길이가 380 mm 작아서는 안된다.

$$- \text{기둥 치수의 0.5배 이상 연장} : 0.5 \times D = 1000.0 \text{ mm}$$

$$\therefore 1000.0 \text{ mm} = 1.000 \text{ m}$$

④ 단부구역 이외의 위치에서 겹침이음 적용시 횡방향 철근의 간격 [도로교설계기준 6.8.3.3]

$$- \text{기둥의 최소단면치수 } D / 4 = 2000.0 / 4 = 500.0 \text{ mm}$$

$$- 100.0 \text{ mm}$$

$$\therefore 500.0 \text{ mm} = 0.500 \text{ m}$$

10. 기 초 설 계

10.1 교축직각방향

1) 기초 안정검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vx(kN)	My(kN)	ΣV (kN)	Mr (kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
SV005	11699.367	421.516	3424.515	14234.367	55514.031	4267.546	축력최대
SV004	9266.373	723.037	7177.411	11801.373	46025.355	8623.485	모멘트최대
SV015	9266.373	723.037	7177.411	11801.373	46025.355	8623.485	편심최대
SV022	9266.373	1164.830	9061.634	11801.373	46025.355	11391.294	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

$$\Sigma V = P + W, \quad W = 6.500 \times 7.800 \times 2.000 \times 25.000 = 2535.000 \text{ kN}$$

$$Mr = \Sigma V \times B/2, \quad B = 7.800 \text{ m}$$

$$My = M + P \times e, \quad e = -0.000 \text{ m}$$

$$Mo = |My + Vx \times h|, \quad h = 2.000 \text{ mm}$$

※ 말뚝검토시의 모멘트는 $M_c = \Sigma V \times e$ 를 적용한다, $e = B/2 - (Mr - Mo)/\Sigma V$

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 전도에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

③ 활동에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

④ 지지력에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

■ 확대기초 두께에 대한 강체 검토 : [도로교 설계기준 5.4.5.2]

- 확대기초는 부재로서 필요한 두께를 확보함과 동시에 강체로서 취급되는 두께를 가져야함을 원칙으로 한다.
- 확대기초에 대한 강체로서의 취급여부는 지반반력 및 말뚝반력에 미치는 확대기초의 강성의 영향을 고려하여 판정하는 것으로서, 일반적으로 다음의 식을 만족할 때 강체로 취급할 수 있다.

$$\beta \lambda \leq 1.0$$

여기서

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{3 \cdot k}{E \cdot h^3}} (m^{-1})$$

k : kv - 직접기초인 경우, kp - 말뚝기초인 경우

kp : 환산지반반력계수 (kN/m³)

$$= 411567.273 \times 30 / (7.800 \times 6.500) = 243530.931 \text{ kN/m}^3$$

$$k_p = k_v \cdot \frac{n \cdot m}{L \cdot B}$$

Kv : 개 말뚝의 축방향 스프링정수 (= 411567.273 kN/m), 『말뚝계산』 참조

L : 확대기초의 길이 (= 7.800 m)

B : 확대기초의 폭 (= 6.500 m)

n*m : 말뚝의 개수 (= 30 본)

E : 확대기초의 탄성계수 (= 27804000.000 kN/m²)

h : 확대기초의 평균두께 (= 2.000 m)

λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

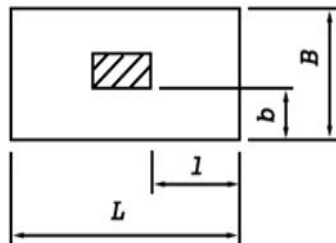
$$\beta = \sqrt[4]{\{(3 \times 243530.931) / (27804000.000 \times 2.000^3)\}} = 0.239 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

★ 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우

$$\lambda = \max(l, b) = \max(2.250, 2.900) = 2.900$$

다만, l ≥ L/20이면 l = L/2 = 3.900

b ≥ B/20이면 b = B/2 = 3.900



$$\beta \lambda = 0.239 \times 2.900 = 0.694 \leq 1.0, \therefore O.K$$

2) 기초 단면검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vx(kN)	My(kN)	ΣV (kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
UL001	17277.222	0.000	-1521.957	20572.722	80233.616	1521.957	축력최대
UL004	12046.285	939.948	9330.634	15341.785	59832.962	11210.530	모멘트최대
UE026	8339.736	867.644	8394.756	10621.236	41422.820	10130.045	편심최대
UL022	9266.373	1164.830	9061.634	11801.373	46025.355	11391.294	지진시
SV005	11699.367	421.516	3424.515	14234.367	55514.031	4267.546	축력최대
SV004	9266.373	723.037	7177.411	11801.373	46025.355	8623.485	모멘트최대
SV015	9266.373	723.037	7177.411	11801.373	46025.355	8623.485	편심최대
SV022	9266.373	1164.830	9061.634	11801.373	46025.355	11391.294	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

$$\Sigma V = P + W, \quad W = 6.500 \times 7.800 \times 2.000 \times 25.000 \times \text{하중계수}$$

$$Mr = \Sigma V \times B/2, \quad B = 7.800 \text{ m}$$

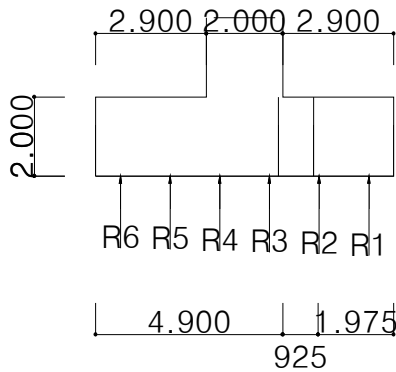
$$My = M + P \times e, \quad e = -0.000 \text{ m}$$

$$Mo = |My + Vx \times h|, \quad h = 2.000 \text{ mm}$$

※ 말뚝검토시의 모멘트는 $Mc = \Sigma V \times e$ 를 적용한다, $e = B/2 - (Mr - Mo)/\Sigma V$

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 기초의 단면력 계산



$$R1 = Ru1 \times 5\text{본}$$

$$R2 = Ru2 \times 5\text{본}$$

$$R3 = Ru3 \times 5\text{본}$$

$$R4 = Ru4 \times 5\text{본}$$

$$R5 = Ru5 \times 5\text{본}$$

$$R6 = Ru6 \times 5\text{본}$$

구 분	R1	R2	R3	R4	R5	R6
SV005	2898.66	2688.154	2477.648	2267.141	2056.635	1846.129
SV004	3010.425	2593.013	2175.601	1758.19	1340.778	923.366
SV015	3010.425	2593.013	2175.601	1758.19	1340.778	923.366
SV022	3341.579	2791.706	2241.832	1691.959	1142.085	592.212
UL001	3593.229	3527.452	3461.675	3395.899	3330.122	3264.345
UL004	3913.552	3370.917	2828.282	2285.647	1743.012	1200.376
UE026	2998.872	2507.406	2015.939	1524.473	1033.006	541.54
UL022	3341.579	2791.706	2241.832	1691.959	1142.085	592.212

㉠ 기초자중에 의한 단면력

$$Vb = 1.975 \times 2.000 \times 6.500 \times 25.000 = 641.875 \text{ kN}$$

$$Ma = 3.014 \times 2.000 \times 6.500 \times 25.000 \times 3.014/2 = 1476.182 \text{ kN.m}$$

㉞ 말뚝반력에 의한 단면력

$$V_b = R_1 + R_2$$

$$M_a = R_1 \times -2.364 + R_2 \times -1.064$$

※ 전단력 계산시 R2의 반력은 콘크리트구조설계기준 12.3.2 (4)에 의해 77.80%의 값을 적용
 $\rightarrow (5.850 + 0.500/2 - 5.711) / 0.500 = 0.778$

㉞ 사용하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		사용하중 단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)	
SV005	4990.044	9712.628	4348.169	8236.447	
SV004	5027.789	9875.609	4385.914	8399.427	
SV015	5027.789	9875.609	4385.914	8399.427	
SV022	5513.526	10869.868	4871.651	9393.686	

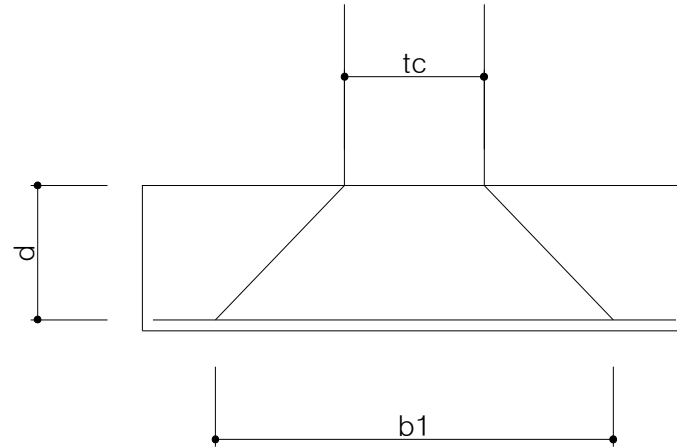
※ 사용하중단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력

㉞ 계수하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		계수단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)	
UL001	6337.587	12247.603	5503.150	10328.567	
UL004	6536.125	12838.292	5701.688	10919.256	
UE026	4949.633	9757.213	4371.946	8428.649	
UL022	5513.526	10869.868	4871.651	9393.686	

※ 계수단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력 x 사하중계수

③ 2방향 직사각형 확대기초의 휨철근배치 : [도로교 설계기준] 5.4.5.5



$$b = tc + 2 \cdot d \leq B$$

$$= 5700.00 \text{ mm}$$

b : 유효폭
B : 확대기초 전폭
tc : 교각구체폭
d : 확대기초 유효높이

㉠ 긴 변 방향의 휨철근은 전폭에 걸쳐 등간격으로 배치하여야 한다.

㉡ 짧은 변 방향의 휨철근은 아래식으로 결정되는 철근량을 확대기초의 짧은 변의 폭만큼의 중심구간 폭에 걸쳐 균등하게 배치하여야 하며, 중심구간폭은 중심선은 기둥 또는 교각의 중심선으로 한다.

나머지 철근량은 기초 중심구간 폭의 외측부분에 균등하게 배치하여야 한다.

$$A_{s,m} = \frac{2}{1+\beta} A_{s,s}$$

$A_{s,s}$: 기초 짧은 변 방향에 대하여 필요한 총 철근량 (= 14704.842 mm² , 기초단면 검토 참조)

β : 확대기초의 짧은 변에 대한 긴 변의 비 (= 7.800/6.500 = 1.200)

$$A_{s,m} = 2 / (1 + 1.200) \times 147.048 = 13368.038 \text{ mm}^2$$

→ 유효폭내에 배치된 철근량은 17821.488 mm² 이므로 위 조건에 만족한다.

: 사용철근 = D22 - 63EA ∴ O.K

1) 단면 검토 : 교각-지점부

★ 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.80$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
6500.0	2000.0	1850.0	150.0	10919.3	5701.7

★ 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 32762.400 \times 400.00 = 13104960.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 6500.000 = 149175.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 87.850 \text{ mm, } c = 87.850 / \beta_1 = 87.850 / 0.85 = 103.352 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1850.00 - 103.352) / 103.352 = 0.05070$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 17583.778 \text{ mm}^2$$

★ 사용철근량 = 32762.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm) , [사용률 = 1.863]

1단 : H29 - 51.0 EA (= 32762.4 mm²)

★ 철근비 검토

$$A_{s,temp} = 0.0015 \times 6500.0 \times 1200.0 = 11700.000 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,req} = 17583.778 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{min} = \text{Max}(17583.778, 11700.000) / b d = 0.00146$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00272$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

★ 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 87.850 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 32762.400 \times 400 \times (1850.00 - a/2) = 20118.262 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 10919.256 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K} \quad [\text{안전률 } 1.842]$$

★ 전단에 대한 검토 ($d = 1850.00 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 6500.00 \times 1850.00 = 8331.164 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 5701.688 \text{ kN}) , \text{ 전단보강 불필요.}$$

- 수평철근 검토

★ 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

단, 단위M당 1800 mm² 이하

사용철근량 : H22 - 63 EA

$$H19 - 32 EA = 33555.300 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 0.0015 \times 2000.0 \times 7800.0 = 23400.0 \text{ mm}^2 < 33555.3 \text{ mm}^2$$

$$(33555.300 / 7.800) = 4301.962 \text{ mm}^2 > (1800 \text{ mm}^2)$$

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 : H19 - 32 EA

$$= 9168.000 \text{ mm}^2$$

필요철근량 : 300.000 mm²

$$< 9168.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore 0.K$$

- 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi / 3)] = 8399.427 \times 1000000 / [32762.400 \times (1850.000 - 327.747 / 3)]$$

$$= 147.278 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s / b + nA_s / b \sqrt{1 + 2bd / (nA_s)}$$

$$= -7 \times 32762.400 / 6500.0 + 7 \times 32762.400 / 6500.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 6500.0 \times 1850.0 / (7 \times 32762.400)}$$

$$= 327.747 \text{ mm}$$

사용철근량 = 32762.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H29 - 51.0 EA (= 32762.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 150.00 - 29 / 2 = 135.50 \text{ mm}$$

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 147.28) - 2.5 \times 135.50 = 195.95 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 147.28) = 427.76 \text{ mm}$$

Sa는 작은 값인 195.95 mm 를 적용

$$S = 6500.00 / 51.0 EA = 127.45 \leq S_a (= 195.95 \text{ mm}) \quad \therefore 0.K$$

10.2 교축방향

1) 기초 안정검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vy(kN)	Mx(kN)	ΣV (kN)	Mr (kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
SVB16	11699.367	1203.317	-8043.929	14234.367	46261.693	5637.295	축력최대
SVB14	9266.373	1234.018	-8195.506	11801.373	38354.462	5727.470	모멘트최대
SVB14	9266.373	1234.018	-8195.506	11801.373	38354.462	5727.470	편심최대
SVB22	9266.373	1305.520	4414.109	11801.373	38354.462	7025.149	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

$$\Sigma V = P + W, \quad W = 6.500 \times 7.800 \times 2.000 \times 25.000 = 2535.000 \text{ kN}$$

$$Mr = \Sigma V \times B/2, \quad B = 6.500 \text{ m}$$

$$Mx = M + P \times e, \quad e = 0.000 \text{ m}$$

$$Mo = |Mx + Vy \times h|, \quad h = 2.000 \text{ m}$$

※ 말뚝검토시의 모멘트는 $Mc = \Sigma V \times e$ 를 적용한다, $e = B/2 - (Mr - Mo)/\Sigma V$

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 전도에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

③ 활동에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

④ 지지력에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

2) 기초 단면검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vy(kN)	Mx(kN)	ΣV (kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
ULB01	17277.222	0.000	-2.120	20572.722	66861.347	2.120	축력최대
ULB08	15209.177	1524.402	-10259.375	18504.677	60140.200	7210.571	모멘트최대
UEB14	8803.054	1542.522	-10244.154	11211.304	36436.738	7159.110	편심최대
ULB22	9266.373	1305.520	4414.109	11801.373	38354.462	7025.149	지진시
SVB16	11699.367	1203.317	-8043.929	14234.367	46261.693	5637.295	축력최대
SVB14	9266.373	1234.018	-8195.506	11801.373	38354.462	5727.470	모멘트최대
SVB14	9266.373	1234.018	-8195.506	11801.373	38354.462	5727.470	편심최대
SVB22	9266.373	1305.520	4414.109	11801.373	38354.462	7025.149	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

$$\Sigma V = P + W, \quad W = 6.500 \times 7.800 \times 2.000 \times 25.000 \times \text{하중계수}$$

$$Mr = \Sigma V \times B/2, \quad B = 6.500 \text{ m}$$

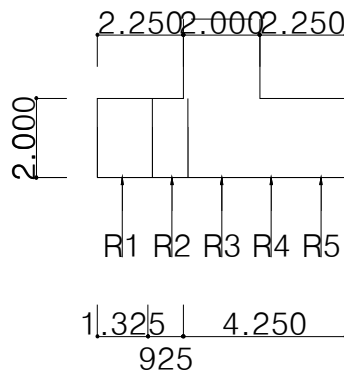
$$Mx = M + P \times e, \quad e = 0.000 \text{ m}$$

$$Mo = |Mx + Vy \times h|, \quad h = 2.000 \text{ m}$$

※ 말뚝검토시의 모멘트는 $Mc = \Sigma V \times e$ 를 적용한다, $e = B/2 - (Mr - Mo)/\Sigma V$

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 기초의 단면력 계산



$$R1 = Ru1 \times 6\text{본}$$

$$R2 = Ru2 \times 6\text{본}$$

$$R3 = Ru3 \times 6\text{본}$$

$$R4 = Ru4 \times 6\text{본}$$

$$R5 = Ru5 \times 6\text{본}$$

구 분	R1	R2	R3	R4	R5
SVB16	3951.574	3399.224	2846.873	2294.523	1742.173
SVB14	3485.107	2922.691	2360.275	1797.859	1235.443
SVB14	3485.107	2922.691	2360.275	1797.859	1235.443
SVB22	3639.907	3000.091	2360.275	1720.458	1080.642
ULB01	4114.863	4114.704	4114.544	4114.385	4114.226
ULB08	5110.774	4405.855	3700.935	2996.016	2291.097
UEB14	3648.266	2945.264	2242.261	1539.258	836.255
ULB22	3639.907	3000.091	2360.275	1720.458	1080.642

㉠ 기초자중에 의한 단면력

$$Vb = 1.325 \times 2.000 \times 7.800 \times 25.000 = 516.750 \text{ kN}$$

$$Ma = 2.364 \times 2.000 \times 7.800 \times 25.000 \times 2.364/2 = 1089.757 \text{ kN.m}$$

㉞ 말뚝반력에 의한 단면력

$$V_b = R_1$$

$$M_a = R_1 \times 1.714 + R_2 \times 0.414$$

㉟ 사용하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		사용하중 단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)	
SVB16	3951.574	8180.277	3434.824	7090.520	
SVB14	3485.107	7183.467	2968.357	6093.710	
SVB14	3485.107	7183.467	2968.357	6093.710	
SVB22	3639.907	7480.838	3123.157	6391.081	

※ 사용하중단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력

㊱ 계수하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		계수단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)	
ULB01	4114.863	8756.362	3443.088	7339.678	
ULB08	5110.774	10583.890	4438.999	9167.206	
UEB14	3648.266	7472.468	3157.354	6437.199	
ULB22	3639.907	7480.838	3123.157	6391.081	

※ 계수단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력 x 사하중계수

1) 단면 검토 : 교축방향

★ 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.80$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
7800.0	2000.0	1850.0	150.0	9167.2	4439.0

★ 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 24387.300 \times 400.00 = 9754920.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 7800.000 = 179010.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 54.494 \text{ mm, } c = 54.494 / \beta_1 = 54.494 / 0.85 = 64.110 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1850.00 - 64.110) / 64.110 = 0.08357$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 14704.842 \text{ mm}^2$$

★ 사용철근량 = 24387.3 mm^2 (철근도심 : 150.0 mm) , [사용률 = 1.658]

1단 : H22 - 63.0 EA (= 24387.3 mm^2)

★ 철근비 검토

$$A_{s,temp} = 0.0015 \times 7800.0 \times 1200.0 = 14040.000 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,req} = 14704.842 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{min} = \text{Max}(14704.842, 14040.000) / bd = 0.00102$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / bd = 0.00169$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

★ 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 54.494 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 24387.300 \times 400 \times (1850.00 - a/2) = 15113.689 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 9167.206 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 1.649]}$$

★ 전단에 대한 검토 ($d = 1850.00 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 7800.00 \times 1850.00 = 9997.397 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 4438.999 \text{ kN}) , \text{ 전단보강 불필요.}$$

- 수평철근 검토

★ 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

단, 단위M당 1800 mm² 이하

사용철근량 : H29 - 51 EA

$$H25 - 26 EA = 45936.600 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 0.0015 \times 2000.0 \times 6500.0 = 19500.0 \text{ mm}^2 < 45936.6 \text{ mm}^2$$

$$(45936.600 / 6.500) = 7067.169 \text{ mm}^2 > (1800 \text{ mm}^2)$$

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 : H25 - 26 EA

$$= 13174.200 \text{ mm}^2$$

필요철근량 : 300.000 mm²

$$< 13174.200 \text{ mm}^2 \quad \therefore 0.K$$

- 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi / 3)] = 7090.520 \times 1000000 / [24387.300 \times (1850.000 - 263.521/3)]$$

$$= 164.994 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]}$$

$$= -7 \times 24387.300 / 7800.0 + 7 \times 24387.300 / 7800.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 7800.0 \times 1850.0) / (7 \times 24387.300)]}$$

$$= 263.521 \text{ mm}$$

사용철근량 = 24387.3 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

$$1\text{단} : H22 - 63.0 EA (= 24387.3 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 150.00 - 22/2 = 139.00 \text{ mm}$$

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 164.99) - 2.5 \times 139.00 = 129.79 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 164.99) = 381.83 \text{ mm}$$

Sa는 작은 값인 129.79 mm 를 적용

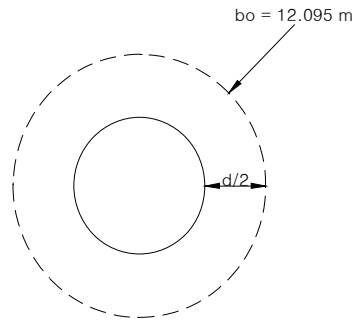
$$S = 7800.00 / 63.0 EA = 123.81 \leq S_a (= 129.79 \text{ mm}) \quad \therefore 0.K$$

11. 기초 2방향전단(편칭) 검토

1) 최대 연직하중 (V_u) : -17277.222 kN

2) PUNCHING SHEAR 검토위치 : 기둥전면 $d/2$

3) 위험단면 길이(b_o) = 12.095 m



4) 콘크리트가 부담하는 전단강도

$$\ast \beta_c = 1.000, \quad \alpha_s = 40$$

$$\begin{aligned} \textcircled{1} V_{c1} &= 1/6 \times (1 + 2/\beta_c) \times \sqrt{F_{ck}} \times b_o \times d \\ &= 1/6 \times (1 + 2/1.00) \times \sqrt{27} \times 12.095 \times 1.850 \\ &= 58134.549 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \textcircled{2} V_{c2} &= 1/6 \times (1 + (\alpha_s \cdot d)/(2 \cdot b_o)) \times \sqrt{F_{ck}} \times b_o \times d \\ &= 1/6 \times (1 + (40 \cdot 1.850)/(2 \cdot 12.095)) \times \sqrt{27} \times 12.095 \times 1.850 \\ &= 78657.622 \text{ kN} \end{aligned}$$

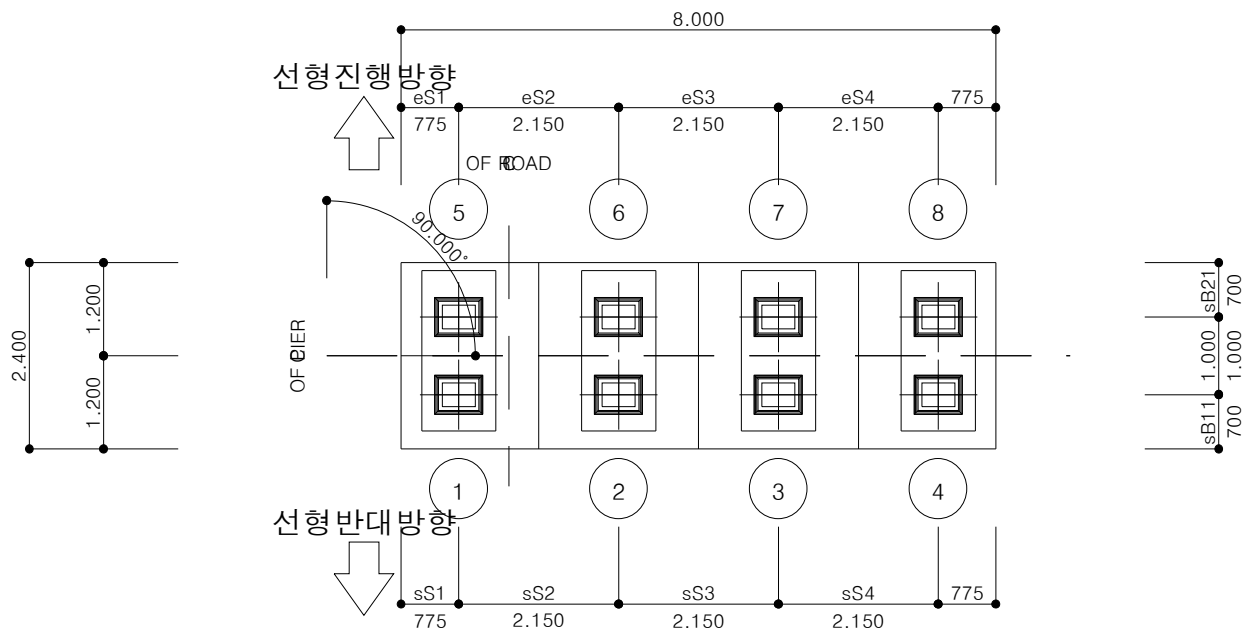
$$\begin{aligned} \textcircled{3} V_{c3} &= 1/3 \times \sqrt{F_{ck}} \times b_o \times d \\ &= 1/3 \times \sqrt{27} \times 12.095 \times 1.850 \\ &= 38756.366 \text{ kN} \end{aligned}$$

----- 이중 작은 값 사용

$$\therefore \text{콘크리트가 부담하는 전단강도} (\phi V_c) = 0.80 \times 38756.366 = 31005.093 \text{ kN}$$

$$\ast \phi V_c > V_u \text{ ----- } 0.K$$

12. 교량 받침부 검토



12.1 받침 연단거리 검토

① 필요 연단거리

㉠ 전열

- 거더의 경간길이가 100m 이하이므로 $S = 200 + 5.0L$
 $S = 200 + 5.0 \times 39.993 = 399.962 \text{ mm}$

㉡ 후열

- 거더의 경간길이가 100m 이하이므로 $S = 200 + 5.0L$
 $S = 200 + 5.0 \times 40.004 = 400.019 \text{ mm}$

② 실제 연단거리

구 분	필요연단	받침 규격		연단거리	비 고
		교축방향	직각방향		
1	399.962	305.000	445.000	547.678	0.K
2	399.962	305.000	445.000	547.678	0.K
3	399.962	305.000	445.000	547.678	0.K
4	399.962	305.000	445.000	547.678	0.K
5	400.019	305.000	445.000	547.493	0.K
6	400.019	305.000	445.000	547.486	0.K
7	400.019	305.000	445.000	547.479	0.K
8	400.019	305.000	445.000	547.473	0.K

12.2 최소 받침지지 길이 검토

① 최소 받침지지 길이

- 사각이 90.0° 이므로 받침선과 교축직각방향의 사잇각은 0.00°

$$\begin{aligned}
 N &= (200 + 1.67 \times L + 6.66 \times H) \times (1 + 0.000125 \times \theta^2) \text{ mm} \\
 &= (200 + 1.67 \times 195.118 + 6.66 \times 8.829) \times (1 + 0.000125 \times 0.00^2) \\
 &= 584.649 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

② 실제 받침지지 길이

$$N1 = 1200 - 0 - 50 = 1150 \text{ mm} \geq 585 \text{ mm} \therefore \text{O.K}$$

12.3 교량받침 수직력, 수평력 검토

구 분	수직력			수평력		
	허용값	상부반력	비 고	허용값	탄성지진력	비 고
SH0E 1	1500.000	1298.023	0.K	288.400	159.655	0.K
SH0E 2	1500.000	1286.886	0.K	288.400	159.529	0.K
SH0E 3	1500.000	1303.551	0.K	288.400	159.347	0.K
SH0E 4	1500.000	1406.627	0.K	288.400	158.999	0.K
SH0E 5	1500.000	1322.156	0.K	288.400	160.285	0.K
SH0E 6	1500.000	1298.284	0.K	288.400	160.136	0.K
SH0E 7	1500.000	1314.999	0.K	288.400	160.069	0.K
SH0E 8	1500.000	1430.322	0.K	288.400	159.655	0.K

탄성지진력은 응답수정계수(R = 1.0)를 고려한 값이며 내진장치 불필요

12.4 교량받침 보강 철근 검토

① 교량받침에 작용하는 하중

구 분	수직력	수평력		보강범위(mm)		비 고
		교축방향	직각방향	교축방향	직각방향	
1	1298.023	122.886	120.041	1145.178	1080.000	
2	1286.886	123.376	119.947	1145.178	1380.000	
3	1303.551	125.767	119.810	1145.178	1380.000	
4	1406.627	137.804	119.548	1145.178	1080.000	
5	1322.156	122.886	120.515	1144.993	1080.000	
6	1298.284	123.376	120.403	1144.986	1380.000	
7	1314.999	125.767	120.353	1144.979	1380.000	
8	1430.322	137.804	120.041	1144.973	1080.000	

탄성지진력은 응답수정계수(R = 1.0)를 고려한 값

② 교량받침 하면 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	2092.854	3177.600	0.K	1952.125	3376.200	0.K
2	2083.480	3177.600	0.K	2083.774	3376.200	0.K
3	2114.863	3177.600	0.K	2101.369	3376.200	0.K
4	2293.721	3177.600	0.K	2056.919	3376.200	0.K
5	2118.967	3177.600	0.K	1978.652	3376.200	0.K
6	2095.755	3177.600	0.K	2098.863	3376.200	0.K
7	2127.187	3177.600	0.K	2116.993	3376.200	0.K
8	2319.336	3177.600	0.K	2083.120	3376.200	0.K

③ 교량받침 콘크리트 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	682.700	4965.000	0.K	666.896	4965.000	0.K
2	685.425	4965.000	0.K	666.370	4965.000	0.K
3	698.703	4965.000	0.K	665.610	4965.000	0.K
4	765.580	4965.000	0.K	664.156	4965.000	0.K
5	682.700	4965.000	0.K	669.528	4965.000	0.K
6	685.425	4965.000	0.K	668.906	4965.000	0.K
7	698.703	4965.000	0.K	668.626	4965.000	0.K
8	765.580	4965.000	0.K	666.896	4965.000	0.K

12.5 교량받침 하면 보강 : 교량받침 5

① 교량받침에 작용하는 하중

- 연직하중 : 최대반력

$$P = 1322.156 \text{ kN}$$

- 교축방향 수평하중 : 탄성지진력, 온도변화의 영향

$$H_{x1} = 942.126 \times 0.150 / 1.15 = 122.886 \text{ kN}$$

$$H_{x2} = 134.207 / 1.33 = 100.908 \text{ kN}$$

☞ 수평력은 H_{x1} , H_{x2} 중 큰 값인 122.886 kN를 적용한다.

- 교축직각방향 수평하중 : 탄성지진력, 풍하중의 영향

$$B/D = 9.170 / 4.790 = 1.914 \quad [1 \leq B/D < 8]$$

$$W1 = [4.0 - 0.2 \times (9.170 / 4.790)] \times 4.790 = 17.3 \text{ kN/m} \geq 6.0 \text{ 이므로}$$

$$H_{y1} = 17.326 \times 79.996 / 2 / 8EA / 1.25 = 69.301 \text{ kN}$$

$$H_{y2} = 160.285 / 1.33 = 120.515 \text{ kN}$$

☞ 수평력은 H_{y1} , H_{y2} 중 큰 값인 120.515 kN를 적용한다.

② 연직하중에 대한 보강

$$\begin{aligned}b_{1x} &= 305.000 \text{ mm} & b_{1y} &= 445.000 \text{ mm} \\b_{2x} &= 699.993 \text{ mm} & b_{2y} &= 775.000 \text{ mm} \\bcx &= 2 \times b_{2x} = 1399.986 \text{ mm} < 5 \times b_{1x} = 1525.000 \text{ mm} \\bcy &= 2 \times b_{2y} = 1550.000 \text{ mm} < 5 \times b_{1y} = 2225.000 \text{ mm} \\Asx1 &= 1/4 \times (1 - b_{1x}/bcx) \times P/f_{sa} \\&= 1/4 \times (1 - 305.000/1399.986) \times 1322.156 \times 10^3 / 180.000 \\&= 1436.267 \text{ mm}^2 \\Asy1 &= 1/4 \times (1 - b_{1y}/bcy) \times P/f_{sa} \\&= 1/4 \times (1 - 445.000/1550.000) \times 1322.156 \times 10^3 / 180.000 \\&= 1309.124 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

③ 수평하중에 대한 보강

$$\begin{aligned}Asx2 &= H_x/f_{sa} \\&= 122.886 \times 10^3 / 180.000 \\&= 682.700 \text{ mm}^2 \\Asy2 &= H_y/f_{sa} \\&= 120.515 \times 10^3 / 180.000 \\&= 669.528 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

④ 철근 보강 범위

- 교축직각방향 철근보강 범위
$$B_{xo} = b_{1x} + b_{2y} = 305.000 + 775.000 = 1080.000 \text{ mm}$$
- 교축방향 철근보강 범위
$$B_{yo} = b_{1y} + b_{2x} = 445.000 + 699.993 = 1144.993 \text{ mm}$$

⑤ 철근량 산정

- 교축직각방향
$$Asy = Asy1 + Asy2 = 1309.124 + 669.528 = 1978.652 \text{ mm}^2$$
$$B_{xo} = 1080.000 \text{ mm} \text{ 범위내에서 H16} - 17 \text{ EA}$$
$$As = 198.600 \times 17 = 3376.200 \text{ mm}^2 \quad \therefore 0.K$$
- 교축방향
$$Asx = Asx1 + Asx2 = 1436.267 + 682.700 = 2118.967 \text{ mm}^2$$
$$B_{yo} = 1144.993 \text{ mm} \text{ 범위내에서 H16} - 16 \text{ EA}$$
$$As = 198.600 \times 16 = 3177.600 \text{ mm}^2 \quad \therefore 0.K$$

12.6 교량받침 콘크리트 보강 : 교량받침 5

① 교축직각방향

$$\begin{aligned}As2 &= H_y/f_{sa} = 120.515 \times 10^3 / 180.000 = 669.528 \text{ mm}^2 \\ \text{사용철근} &: \text{H16} - 17 \text{ EA} + \text{H16} - 9 \text{ EA} \\ As &= 198.600 \times 17 + 198.600 \times 9 = 4965.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore 0.K\end{aligned}$$

② 교축방향

$$\begin{aligned}As1 &= H_x/f_{sa} = 122.886 \times 10^3 / 180.000 = 682.700 \text{ mm}^2 \\ \text{사용철근} &: \text{H16} - 17 \text{ EA} + \text{H16} - 9 \text{ EA} \\ As &= 198.600 \times 17 + 198.600 \times 9 = 4965.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore 0.K\end{aligned}$$

13. PILE 교축직각방향 검토

1) 설계조건

① 말뚝의 제원

말뚝 종류	직경(mm)	두께(mm)	종별	길이(m)
내부굴착PC.PHC말뚝	500	80	A	7.700

※ 말뚝길이는 기초평면에 묻힌 100mm는 제외한 길이로 계산한다.

콘크리트 설계기준강도 $f_{ck} = 80.0 \text{ MPa}$

콘크리트 탄성계수 $E_p = 40000.0 \text{ MPa}$

유효프리스트레스(본체) $f_{ce1} = 4.10 \text{ MPa}$

유효프리스트레스(두부) $f_{ce2} = 0.00 \text{ MPa}$

콘크리트 환산단면적 $A_e = 0.1085 \text{ m}^2$

환산 단면2차모멘트 $I_e = 0.00248 \text{ m}^4$

환산 단면계수 $Z_e = 0.00991 \text{ m}^3$

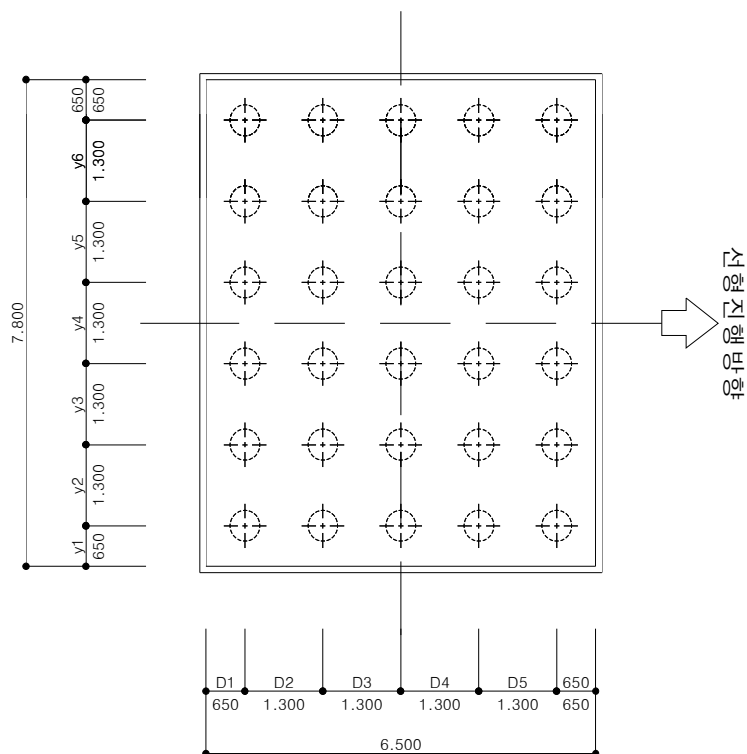
말뚝 머리의 평균 N치 $N = 10$

말뚝 선단의 평균 N치 $N = 50$

말뚝 선단의 근입깊이 $D_f = 1.0 \text{ m}$

원지반으로부터 돌출된 길이 $h = 0.0 \text{ m}$

② 말뚝의 배치



2) 말뚝도심에서의 작용하중

구 분		Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	비 고
사용하중	COMBO 1	14234.367	421.516	4267.546	SV005
	COMBO 2	11801.373	723.037	8623.485	SV004
	COMBO 3	11801.373	723.037	8623.485	SV015
	COMBO 4	11801.373	1164.830	11391.294	SV022
계수하중	COMBO 1	20572.722	0.000	1521.957	UL001
	COMBO 2	15341.785	939.948	11210.530	UL004
	COMBO 3	10621.236	867.644	10130.045	UE026
	COMBO 4	11801.373	1164.830	11391.294	UL022

3) 말뚝의 특성치 계산

① 말뚝의 축방향 스프링정수

$$\begin{aligned} A_p &= A_e &&= 0.1085 \text{ m}^2 \quad ; \text{ 말뚝의 환산단면적} \\ a &= 0.013 \times (L/D) + 0.53 &&= 0.730 \\ K_v &= a \times A_p \times E_p / L &&= 411567.273 \text{ kN/m} \quad ; \text{ 말뚝의 축방향 스프링정수} \end{aligned}$$

② 말뚝의 축직각방향 스프링정수

: $1/\beta$ 가정된 값이 계산된 값과 일치할 때까지 반복 계산

$$B_H = \sqrt{\frac{D}{\beta}} \quad k_{HO} = \frac{1}{0.3} \alpha E_O \quad k_H = k_{HO} \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-\frac{3}{4}}$$

$\alpha = 1$ (평상시), 2 (지진시)

$$E_O = 1000 \times N = 1000 \times 10 = 10000 \text{ kN/m}^2$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$$

가) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 평상시

가정된 $1/\beta$ (m)	계산치 $1/\beta$ (m)	K_h (kN/m ³)
0.500	2.430	22724.39
2.430	2.818	12560.11
2.818	2.858	11881.00
2.858	2.862	11819.25
2.862	2.862	11813.47
2.862	2.862	11812.93
2.862	2.862	11812.88

$$K_h = 11812.88 \text{ kN/m}^3$$

$$\beta = 0.349 \text{ m}^{-1}$$

$$\beta L = 0.349 \times 7.7000 = 2.690 < 3 \quad \therefore \text{유한장 말뚝으로 설계한다.}$$

나) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 지진시

가정된 $1/\beta$ (m)	계산치 $1/\beta$ (m)	K_h (kN/m ³)
0.500	2.044	45448.77
2.044	2.332	26806.80
2.332	2.361	25512.34
2.361	2.364	25394.24
2.364	2.364	25383.19
2.364	2.364	25382.16
2.364	2.364	25382.06

$$K_h = 25382.05 \text{ kN/m}^3$$

$$\beta = 0.423 \text{ m}^{-1}$$

$$\beta L = 0.423 \times 7.7000 = 3.257 \geq 3 \quad \therefore \text{반무한장 말뚝으로 설계한다.}$$

4) 말뚝의 변위 및 부재력

① 말뚝머리 고정일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	16904.139	30000.005	$4EI \beta^3$	kN/m
K2	24189.697	35458.139	$2EI \beta^2$	kN/rad
K3	24189.697	35458.139	$2EI \beta^2$	kN/rad
K4	69230.550	83818.627	$2EI \beta$	kN.m/rad

유한장 보정계수 : $\phi 1 = 1.000$, $\phi 2 = 1.000$, $\phi 3 = 1.000$, $\phi 4 = 1.000$

나) 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum (K_1 \cos^2 \theta_i + K_v \sin^2 \theta_i)$	507124.2	900000.1
Axy, Ayx	$\sum (K_v - K_1) \sin \theta_i \cos \theta_i$	0.0	0.0
Axa, Aax	$\sum \{(K_v - K_1)x_i \sin \theta_i \cos \theta_i - K_2 \cos \theta_i\}$	-725690.9	-1063744.2
Ayy	$\sum (K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)$	12347018.2	12347018.2
Aya, Aay	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i + K_2 \sin \theta_i\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i^2 + (K_2 + K_3)x_i \sin \theta_i + K_4\}$	62937427.0	63375069.3
일반식	$\begin{bmatrix} \delta_x \\ \delta_y \\ \alpha \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} A_{xx} & A_{xy} & A_{xa} \\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya} \\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa} \end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix} H_o \\ V_o \\ M_o \end{bmatrix}$		

구 분	사용하중			구 분	계수하중		
	$\delta x(m)$	$\delta y(m)$	$\alpha(rad)$		$\delta x(m)$	$\delta y(m)$	$\alpha(rad)$
COMBO 1	0.0009438	0.0011529	0.0000787	COMBO 1	0.0000352	0.0016662	0.0000246
COMBO 2	0.0016490	0.0009558	0.0001560	COMBO 2	0.0021437	0.0012425	0.0002028
COMBO 3	0.0016490	0.0009558	0.0001560	COMBO 3	0.0019738	0.0008602	0.0001837
COMBO 4	0.0015372	0.0009558	0.0002055	COMBO 4	0.0015372	0.0009558	0.0002055

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 1.649 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	0.0009438	0.0014086	0.0000787	579.732	14.051	-17.382
	2	0.0009438	0.0013063	0.0000787	537.631	14.051	-17.382
	3	0.0009438	0.0012040	0.0000787	495.530	14.051	-17.382
	4	0.0009438	0.0011017	0.0000787	453.428	14.051	-17.382
	5	0.0009438	0.0009994	0.0000787	411.327	14.051	-17.382
	6	0.0009438	0.0008971	0.0000787	369.226	14.051	-17.382
COMBO 2	1	0.0016490	0.0014629	0.0001560	602.085	24.101	-29.088
	2	0.0016490	0.0012601	0.0001560	518.603	24.101	-29.088
	3	0.0016490	0.0010572	0.0001560	435.120	24.101	-29.088
	4	0.0016490	0.0008544	0.0001560	351.638	24.101	-29.088
	5	0.0016490	0.0006515	0.0001560	268.156	24.101	-29.088
	6	0.0016490	0.0004487	0.0001560	184.673	24.101	-29.088
COMBO 3	1	0.0016490	0.0014629	0.0001560	602.085	24.101	-29.088
	2	0.0016490	0.0012601	0.0001560	518.603	24.101	-29.088
	3	0.0016490	0.0010572	0.0001560	435.120	24.101	-29.088
	4	0.0016490	0.0008544	0.0001560	351.638	24.101	-29.088
	5	0.0016490	0.0006515	0.0001560	268.156	24.101	-29.088
	6	0.0016490	0.0004487	0.0001560	184.673	24.101	-29.088
COMBO 4	1	0.0015372	0.0016238	0.0002055	668.316	38.828	-37.278
	2	0.0015372	0.0013566	0.0002055	558.341	38.828	-37.278
	3	0.0015372	0.0010894	0.0002055	448.366	38.828	-37.278
	4	0.0015372	0.0008222	0.0002055	338.392	38.828	-37.278
	5	0.0015372	0.0005550	0.0002055	228.417	38.828	-37.278
	6	0.0015372	0.0002878	0.0002055	118.442	38.828	-37.278

- 계수하중 조합

구 분		$\delta x(i)$	$\delta y(i)$	α	$P_n(i)$	$Ph(i)$	$M_t(i)$
COMBO 1	1	0.0000352	0.0017461	0.0000246	718.646	0.000	0.851
	2	0.0000352	0.0017142	0.0000246	705.490	0.000	0.851
	3	0.0000352	0.0016822	0.0000246	692.335	0.000	0.851
	4	0.0000352	0.0016502	0.0000246	679.180	0.000	0.851
	5	0.0000352	0.0016183	0.0000246	666.024	0.000	0.851
	6	0.0000352	0.0015863	0.0000246	652.869	0.000	0.851
COMBO 2	1	0.0021437	0.0019018	0.0002028	782.710	31.332	-37.814
	2	0.0021437	0.0016381	0.0002028	674.183	31.332	-37.814
	3	0.0021437	0.0013744	0.0002028	565.656	31.332	-37.814
	4	0.0021437	0.0011107	0.0002028	457.129	31.332	-37.814
	5	0.0021437	0.0008470	0.0002028	348.602	31.332	-37.814
	6	0.0021437	0.0005833	0.0002028	240.075	31.332	-37.814
COMBO 3	1	0.0019738	0.0014573	0.0001837	599.774	28.921	-35.027
	2	0.0019738	0.0012185	0.0001837	501.481	28.921	-35.027
	3	0.0019738	0.0009796	0.0001837	403.188	28.921	-35.027
	4	0.0019738	0.0007408	0.0001837	304.895	28.921	-35.027
	5	0.0019738	0.0005020	0.0001837	206.601	28.921	-35.027
	6	0.0019738	0.0002632	0.0001837	108.308	28.921	-35.027
COMBO 4	1	0.0015372	0.0016238	0.0002055	668.316	38.828	-37.278
	2	0.0015372	0.0013566	0.0002055	558.341	38.828	-37.278
	3	0.0015372	0.0010894	0.0002055	448.366	38.828	-37.278
	4	0.0015372	0.0008222	0.0002055	338.392	38.828	-37.278
	5	0.0015372	0.0005550	0.0002055	228.417	38.828	-37.278
	6	0.0015372	0.0002878	0.0002055	118.442	38.828	-37.278

■ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$$V(i) = P_n(i) \times \cos \theta(i) - P_h(i) \times \sin \theta(i)$$

$$H(i) = P_n(i) \times \sin \theta(i) + P_h(i) \times \cos \theta(i)$$

$$H_t = \sum H(i) \times N$$

$$V_t = \sum V(i) \times N$$

$$M_t = \sum (V(i) \times x(i) + M(i)) \times N$$

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.250	0	579.732	14.051	-17.382	5
	2	1.950	0	537.631	14.051	-17.382	5
	3	0.650	0	495.530	14.051	-17.382	5
	4	-0.650	0	453.428	14.051	-17.382	5
	5	-1.950	0	411.327	14.051	-17.382	5
	6	-3.250	0	369.226	14.051	-17.382	5
	계			14234.367	421.516	4267.546	30
COMBO 2	1	3.250	0	602.085	24.101	-29.088	5
	2	1.950	0	518.603	24.101	-29.088	5
	3	0.650	0	435.120	24.101	-29.088	5
	4	-0.650	0	351.638	24.101	-29.088	5
	5	-1.950	0	268.156	24.101	-29.088	5
	6	-3.250	0	184.673	24.101	-29.088	5
	계			11801.373	723.037	8623.485	30
COMBO 3	1	3.250	0	602.085	24.101	-29.088	5
	2	1.950	0	518.603	24.101	-29.088	5
	3	0.650	0	435.120	24.101	-29.088	5
	4	-0.650	0	351.638	24.101	-29.088	5
	5	-1.950	0	268.156	24.101	-29.088	5
	6	-3.250	0	184.673	24.101	-29.088	5
	계			11801.373	723.037	8623.485	30
COMBO 4	1	3.250	0	668.316	38.828	-37.278	5
	2	1.950	0	558.341	38.828	-37.278	5
	3	0.650	0	448.366	38.828	-37.278	5
	4	-0.650	0	338.392	38.828	-37.278	5
	5	-1.950	0	228.417	38.828	-37.278	5
	6	-3.250	0	118.442	38.828	-37.278	5
	계			11801.373	1164.830	11391.294	30

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.250	0	718.646	0.000	0.851	5
	2	1.950	0	705.490	0.000	0.851	5
	3	0.650	0	692.335	0.000	0.851	5
	4	-0.650	0	679.180	0.000	0.851	5
	5	-1.950	0	666.024	0.000	0.851	5
	6	-3.250	0	652.869	0.000	0.851	5
	계			20572.722	0.000	1521.957	30
COMBO 2	1	3.250	0	782.710	31.332	-37.814	5
	2	1.950	0	674.183	31.332	-37.814	5
	3	0.650	0	565.656	31.332	-37.814	5
	4	-0.650	0	457.129	31.332	-37.814	5
	5	-1.950	0	348.602	31.332	-37.814	5
	6	-3.250	0	240.075	31.332	-37.814	5
	계			15341.785	939.948	11210.530	30
COMBO 3	1	3.250	0	599.774	28.921	-35.027	5
	2	1.950	0	501.481	28.921	-35.027	5
	3	0.650	0	403.188	28.921	-35.027	5
	4	-0.650	0	304.895	28.921	-35.027	5
	5	-1.950	0	206.601	28.921	-35.027	5
	6	-3.250	0	108.308	28.921	-35.027	5
	계			10621.236	867.644	10130.045	30
COMBO 4	1	3.250	0	668.316	38.828	-37.278	5
	2	1.950	0	558.341	38.828	-37.278	5
	3	0.650	0	448.366	38.828	-37.278	5
	4	-0.650	0	338.392	38.828	-37.278	5
	5	-1.950	0	228.417	38.828	-37.278	5
	6	-3.250	0	118.442	38.828	-37.278	5
	계			11801.373	1164.830	11391.294	30

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉔ COMBO 1 : SV005

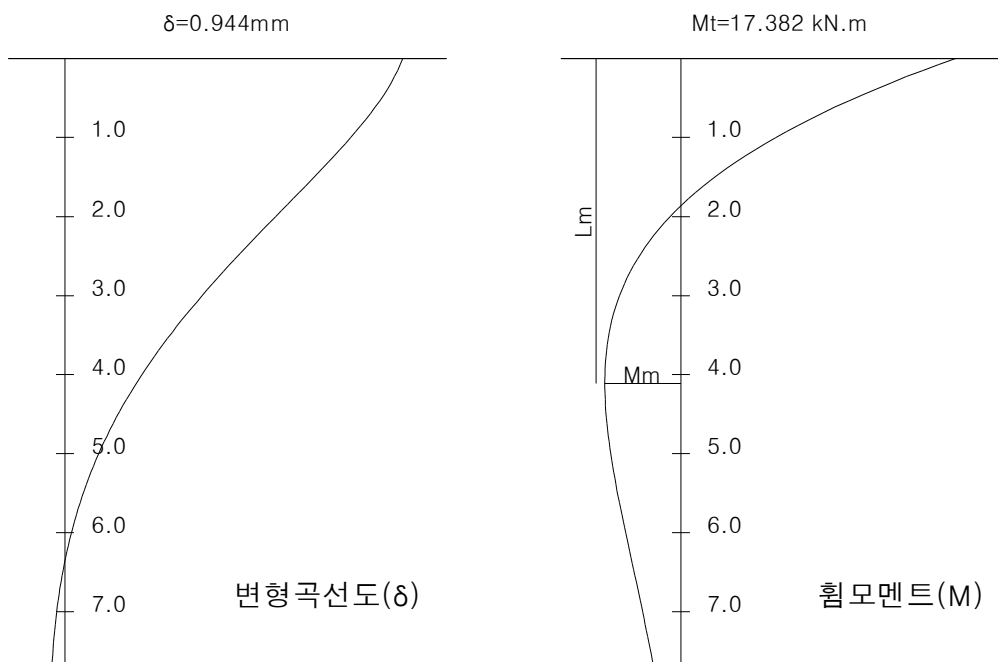
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -4.826 kN.m, 4.110 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.944 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.944 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	17.382	-14.051	0.944	
0.513	10.891	-11.271	0.883	
1.027	5.771	-8.724	0.794	
1.540	1.883	-6.475	0.688	
2.053	-0.933	-4.556	0.578	
2.567	-2.851	-2.970	0.469	
3.080	-4.037	-1.703	0.368	
3.593	-4.649	-0.726	0.278	
4.107	-4.826	-0.004	0.200	
4.620	-4.690	0.500	0.135	
5.133	-4.343	0.825	0.082	
5.647	-3.867	1.008	0.041	
6.160	-3.327	1.082	0.010	
6.673	-2.770	1.075	-0.013	
7.187	-2.232	1.012	-0.027	
7.700	-1.737	0.914	-0.036	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉞ COMBO 2 : SV004

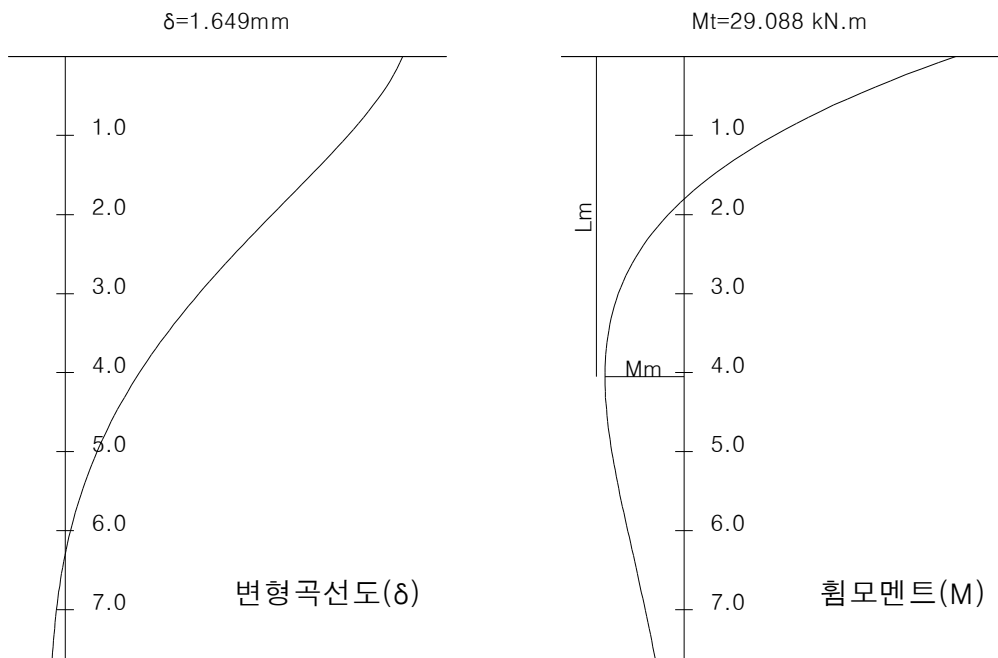
㉞ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -8.476 kN.m, 4.051 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.649 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.649 mm

㉞ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	29.088	-24.101	1.649	
0.513	17.974	-19.258	1.535	
1.027	9.243	-14.839	1.374	
1.540	2.647	-10.954	1.187	
2.053	-2.103	-7.651	0.992	
2.567	-5.308	-4.932	0.803	
3.080	-7.261	-2.768	0.628	
3.593	-8.236	-1.107	0.471	
4.107	-8.473	0.113	0.337	
4.620	-8.184	0.959	0.225	
5.133	-7.541	1.498	0.134	
5.647	-6.687	1.795	0.064	
6.160	-5.730	1.905	0.011	
6.673	-4.754	1.880	-0.026	
7.187	-3.816	1.761	-0.051	
7.700	-2.956	1.583	-0.065	

㉞ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 3 : SV015

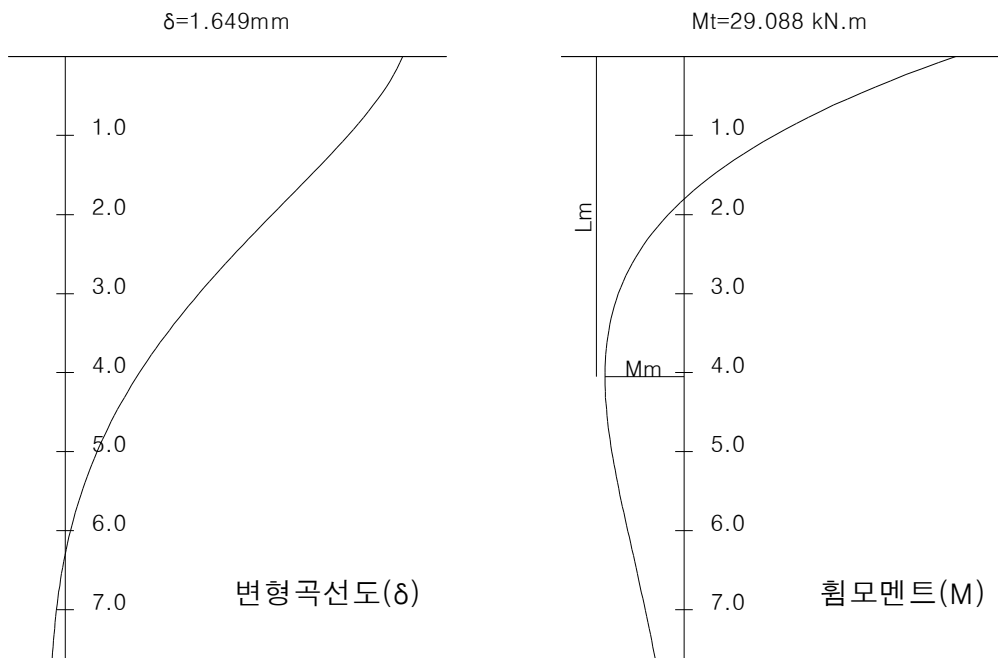
㉔ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -8.476 kN.m, 4.051 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.649 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.649 mm

㉔ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	29.088	-24.101	1.649	
0.513	17.974	-19.258	1.535	
1.027	9.243	-14.839	1.374	
1.540	2.647	-10.954	1.187	
2.053	-2.103	-7.651	0.992	
2.567	-5.308	-4.932	0.803	
3.080	-7.261	-2.768	0.628	
3.593	-8.236	-1.107	0.471	
4.107	-8.473	0.113	0.337	
4.620	-8.184	0.959	0.225	
5.133	-7.541	1.498	0.134	
5.647	-6.687	1.795	0.064	
6.160	-5.730	1.905	0.011	
6.673	-4.754	1.880	-0.026	
7.187	-3.816	1.761	-0.051	
7.700	-2.956	1.583	-0.065	

㉔ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 4 : SV022

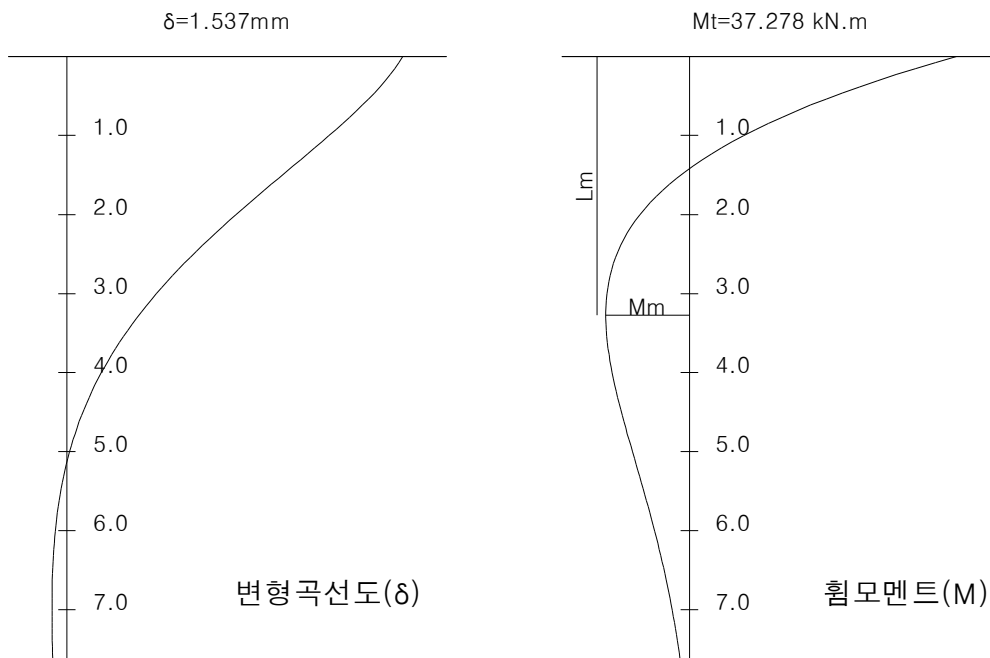
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -11.686 kN.m, 3.275 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.537 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.537 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	37.278	-38.828	1.537	
0.513	19.845	-29.251	1.390	
1.027	7.048	-20.828	1.190	
1.540	-1.776	-13.791	0.969	
2.053	-7.357	-8.186	0.753	
2.567	-10.413	-3.935	0.556	
3.080	-11.602	-0.883	0.386	
3.593	-11.492	1.162	0.247	
4.107	-10.548	2.397	0.138	
4.620	-9.136	3.016	0.057	
5.133	-7.528	3.187	0.000	
5.647	-5.915	3.057	-0.037	
6.160	-4.421	2.740	-0.058	
6.673	-3.118	2.327	-0.067	
7.187	-2.037	1.883	-0.068	
7.700	-1.183	1.452	-0.063	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉔ COMBO 2 : UL004

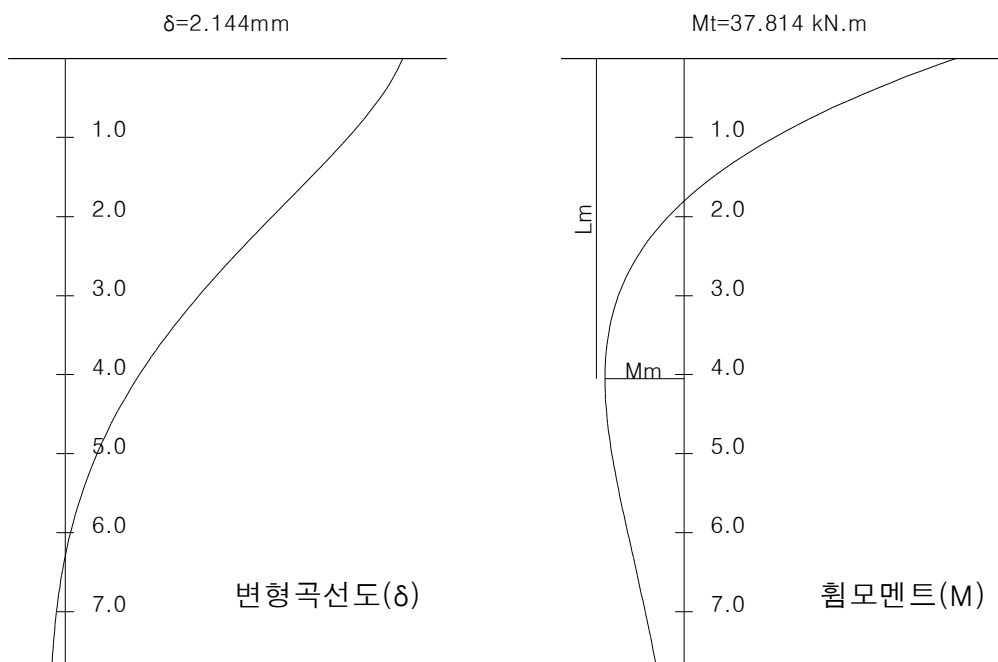
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -11.019 kN.m, 4.051 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.144 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.144 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	37.814	-31.332	2.144	
0.513	23.366	-25.035	1.996	
1.027	12.016	-19.291	1.786	
1.540	3.441	-14.240	1.543	
2.053	-2.734	-9.946	1.290	
2.567	-6.900	-6.412	1.044	
3.080	-9.440	-3.598	0.816	
3.593	-10.706	-1.439	0.613	
4.107	-11.015	0.147	0.438	
4.620	-10.639	1.247	0.292	
5.133	-9.804	1.948	0.175	
5.647	-8.693	2.333	0.083	
6.160	-7.450	2.477	0.015	
6.673	-6.180	2.444	-0.034	
7.187	-4.961	2.289	-0.066	
7.700	-3.843	2.058	-0.085	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 3 : UE026

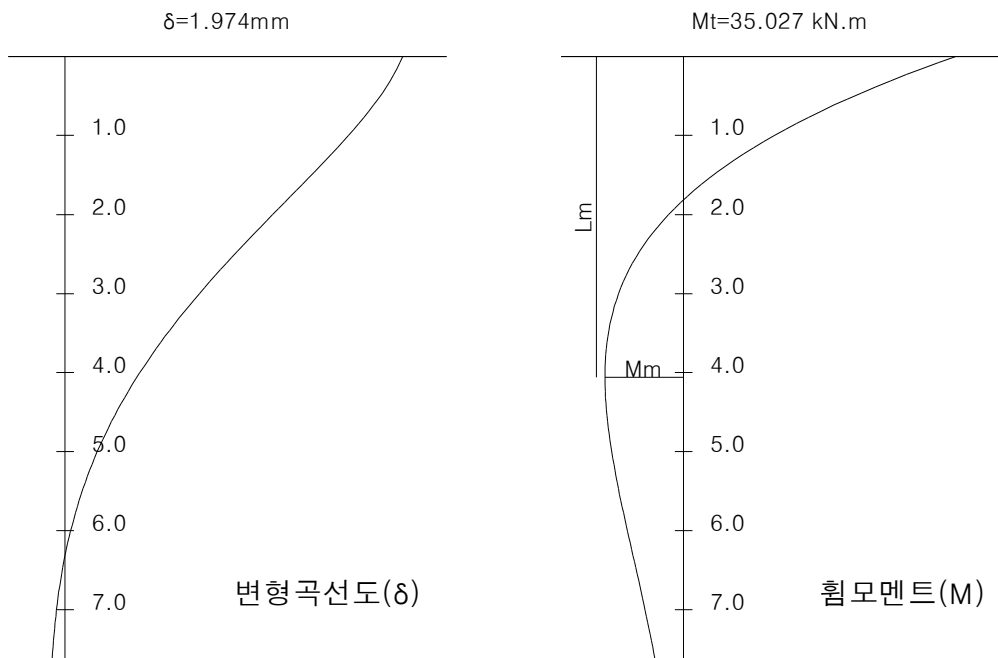
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -10.138 kN.m, 4.059 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.974 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.974 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	35.027	-28.921	1.974	
0.513	21.687	-23.122	1.839	
1.027	11.201	-17.828	1.646	
1.540	3.274	-13.170	1.423	
2.053	-2.439	-9.209	1.190	
2.567	-6.300	-5.946	0.964	
3.080	-8.657	-3.347	0.754	
3.593	-9.839	-1.351	0.567	
4.107	-10.135	0.115	0.405	
4.620	-9.797	1.134	0.271	
5.133	-9.034	1.784	0.162	
5.647	-8.015	2.143	0.078	
6.160	-6.872	2.278	0.015	
6.673	-5.705	2.250	-0.030	
7.187	-4.582	2.109	-0.060	
7.700	-3.551	1.897	-0.078	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 4 : UL022

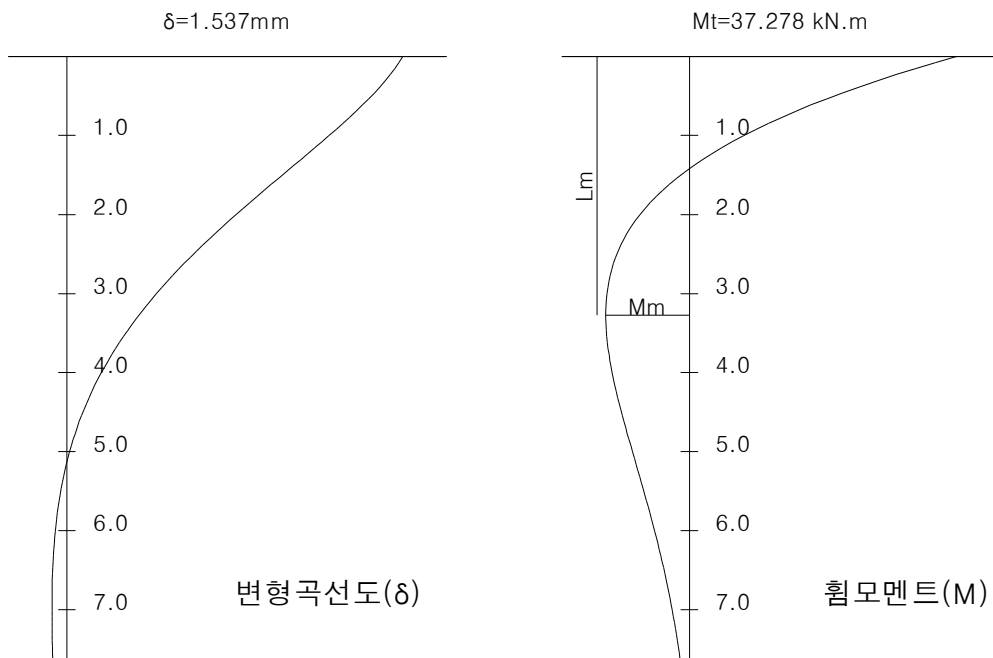
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -11.686 kN.m, 3.275 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.537 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.537 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	37.278	-38.828	1.537	
0.513	19.845	-29.251	1.390	
1.027	7.048	-20.828	1.190	
1.540	-1.776	-13.791	0.969	
2.053	-7.357	-8.186	0.753	
2.567	-10.413	-3.935	0.556	
3.080	-11.602	-0.883	0.386	
3.593	-11.492	1.162	0.247	
4.107	-10.548	2.397	0.138	
4.620	-9.136	3.016	0.057	
5.133	-7.528	3.187	0.000	
5.647	-5.915	3.057	-0.037	
6.160	-4.421	2.740	-0.058	
6.673	-3.118	2.327	-0.067	
7.187	-2.037	1.883	-0.068	
7.700	-1.183	1.452	-0.063	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



② 말뚝머리 한지일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	8452.070	15000.002	$2EI \beta^3$	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

유한장 보정계수 : $\phi 1 = 1.000$, $\phi 2 = 1.000$, $\phi 3 = 1.000$, $\phi 4 = 1.000$

나) 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum (K_1 \cos^2 \theta_i + K_v \sin^2 \theta_i)$	253562.1	450000.1
Axy, Ayx	$\sum (K_v - K_1) \sin \theta_i \cos \theta_i$	0.0	0.0
Axa, Aax	$\sum \{(K_v - K_1)x_i \sin \theta_i \cos \theta_i - K_2 \cos \theta_i\}$	0.0	0.0
Ayy	$\sum (K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)$	12347018.2	12347018.2
Aya, Aay	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i + K_2 \sin \theta_i\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i^2 + (K_2 + K_3)x_i \sin \theta_i + K_4\}$	60860510.5	60860510.5
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	0.0016624	0.0011529	0.0000701	COMBO 1	0.0000000	0.0016662	0.0000250
COMBO 2	0.0028515	0.0009558	0.0001417	COMBO 2	0.0037070	0.0012425	0.0001842
COMBO 3	0.0028515	0.0009558	0.0001417	COMBO 3	0.0034218	0.0008602	0.0001664
COMBO 4	0.0025885	0.0009558	0.0001872	COMBO 4	0.0025885	0.0009558	0.0001872

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 2.852 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	0.0016624	0.0013807	0.0000701	568.271	14.051	0.000
	2	0.0016624	0.0012896	0.0000701	530.754	14.051	0.000
	3	0.0016624	0.0011984	0.0000701	493.237	14.051	0.000
	4	0.0016624	0.0011073	0.0000701	455.720	14.051	0.000
	5	0.0016624	0.0010161	0.0000701	418.204	14.051	0.000
	6	0.0016624	0.0009250	0.0000701	380.687	14.051	0.000
COMBO 2	1	0.0028515	0.0014163	0.0001417	582.906	24.101	0.000
	2	0.0028515	0.0012321	0.0001417	507.095	24.101	0.000
	3	0.0028515	0.0010479	0.0001417	431.285	24.101	0.000
	4	0.0028515	0.0008637	0.0001417	355.474	24.101	0.000
	5	0.0028515	0.0006795	0.0001417	279.663	24.101	0.000
	6	0.0028515	0.0004953	0.0001417	203.852	24.101	0.000
COMBO 3	1	0.0028515	0.0014163	0.0001417	582.906	24.101	0.000
	2	0.0028515	0.0012321	0.0001417	507.095	24.101	0.000
	3	0.0028515	0.0010479	0.0001417	431.285	24.101	0.000
	4	0.0028515	0.0008637	0.0001417	355.474	24.101	0.000
	5	0.0028515	0.0006795	0.0001417	279.663	24.101	0.000
	6	0.0028515	0.0004953	0.0001417	203.852	24.101	0.000
COMBO 4	1	0.0025885	0.0015641	0.0001872	643.737	38.828	0.000
	2	0.0025885	0.0013208	0.0001872	543.594	38.828	0.000
	3	0.0025885	0.0010775	0.0001872	443.451	38.828	0.000
	4	0.0025885	0.0008341	0.0001872	343.307	38.828	0.000
	5	0.0025885	0.0005908	0.0001872	243.164	38.828	0.000
	6	0.0025885	0.0003475	0.0001872	143.021	38.828	0.000

- 계수하중 조합

구 분		$\delta x(i)$	$\delta y(i)$	α	$P_n(i)$	$Ph(i)$	$M_t(i)$
COMBO 1	1	0.0000000	0.0017475	0.0000250	719.207	0.000	0.000
	2	0.0000000	0.0017150	0.0000250	705.827	0.000	0.000
	3	0.0000000	0.0016825	0.0000250	692.447	0.000	0.000
	4	0.0000000	0.0016500	0.0000250	679.067	0.000	0.000
	5	0.0000000	0.0016174	0.0000250	665.688	0.000	0.000
	6	0.0000000	0.0015849	0.0000250	652.308	0.000	0.000
COMBO 2	1	0.0037070	0.0018412	0.0001842	757.778	31.332	0.000
	2	0.0037070	0.0016017	0.0001842	659.224	31.332	0.000
	3	0.0037070	0.0013623	0.0001842	560.670	31.332	0.000
	4	0.0037070	0.0011228	0.0001842	462.116	31.332	0.000
	5	0.0037070	0.0008834	0.0001842	363.562	31.332	0.000
	6	0.0037070	0.0006439	0.0001842	265.008	31.332	0.000
COMBO 3	1	0.0034218	0.0014012	0.0001664	576.680	28.921	0.000
	2	0.0034218	0.0011848	0.0001664	487.624	28.921	0.000
	3	0.0034218	0.0009684	0.0001664	398.569	28.921	0.000
	4	0.0034218	0.0007520	0.0001664	309.514	28.921	0.000
	5	0.0034218	0.0005357	0.0001664	220.458	28.921	0.000
	6	0.0034218	0.0003193	0.0001664	131.403	28.921	0.000
COMBO 4	1	0.0025885	0.0015641	0.0001872	643.737	38.828	0.000
	2	0.0025885	0.0013208	0.0001872	543.594	38.828	0.000
	3	0.0025885	0.0010775	0.0001872	443.451	38.828	0.000
	4	0.0025885	0.0008341	0.0001872	343.307	38.828	0.000
	5	0.0025885	0.0005908	0.0001872	243.164	38.828	0.000
	6	0.0025885	0.0003475	0.0001872	143.021	38.828	0.000

■ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$$V(i) = P_n(i) \times \cos \theta(i) - P_h(i) \times \sin \theta(i)$$

$$H(i) = P_n(i) \times \sin \theta(i) + P_h(i) \times \cos \theta(i)$$

$$H_t = \sum H(i) \times N$$

$$V_t = \sum V(i) \times N$$

$$M_t = \sum (V(i) \times x(i) + M(i)) \times N$$

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.250	0	568.271	14.051	0.000	5
	2	1.950	0	530.754	14.051	0.000	5
	3	0.650	0	493.237	14.051	0.000	5
	4	-0.650	0	455.720	14.051	0.000	5
	5	-1.950	0	418.204	14.051	0.000	5
	6	-3.250	0	380.687	14.051	0.000	5
	계			14234.367	421.516	0.000	30
COMBO 2	1	3.250	0	582.906	24.101	0.000	5
	2	1.950	0	507.095	24.101	0.000	5
	3	0.650	0	431.285	24.101	0.000	5
	4	-0.650	0	355.474	24.101	0.000	5
	5	-1.950	0	279.663	24.101	0.000	5
	6	-3.250	0	203.852	24.101	0.000	5
	계			11801.373	723.037	0.000	30
COMBO 3	1	3.250	0	582.906	24.101	0.000	5
	2	1.950	0	507.095	24.101	0.000	5
	3	0.650	0	431.285	24.101	0.000	5
	4	-0.650	0	355.474	24.101	0.000	5
	5	-1.950	0	279.663	24.101	0.000	5
	6	-3.250	0	203.852	24.101	0.000	5
	계			11801.373	723.037	0.000	30
COMBO 4	1	3.250	0	643.737	38.828	0.000	5
	2	1.950	0	543.594	38.828	0.000	5
	3	0.650	0	443.451	38.828	0.000	5
	4	-0.650	0	343.307	38.828	0.000	5
	5	-1.950	0	243.164	38.828	0.000	5
	6	-3.250	0	143.021	38.828	0.000	5
	계			11801.373	1164.830	0.000	30

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.250	0	719.207	0.000	0.000	5
	2	1.950	0	705.827	0.000	0.000	5
	3	0.650	0	692.447	0.000	0.000	5
	4	-0.650	0	679.067	0.000	0.000	5
	5	-1.950	0	665.688	0.000	0.000	5
	6	-3.250	0	652.308	0.000	0.000	5
	계			20572.722	0.000	0.000	30
COMBO 2	1	3.250	0	757.778	31.332	0.000	5
	2	1.950	0	659.224	31.332	0.000	5
	3	0.650	0	560.670	31.332	0.000	5
	4	-0.650	0	462.116	31.332	0.000	5
	5	-1.950	0	363.562	31.332	0.000	5
	6	-3.250	0	265.008	31.332	0.000	5
	계			15341.785	939.948	0.000	30
COMBO 3	1	3.250	0	576.680	28.921	0.000	5
	2	1.950	0	487.624	28.921	0.000	5
	3	0.650	0	398.569	28.921	0.000	5
	4	-0.650	0	309.514	28.921	0.000	5
	5	-1.950	0	220.458	28.921	0.000	5
	6	-3.250	0	131.403	28.921	0.000	5
	계			10621.236	867.644	0.000	30
COMBO 4	1	3.250	0	643.737	38.828	0.000	5
	2	1.950	0	543.594	38.828	0.000	5
	3	0.650	0	443.451	38.828	0.000	5
	4	-0.650	0	343.307	38.828	0.000	5
	5	-1.950	0	243.164	38.828	0.000	5
	6	-3.250	0	143.021	38.828	0.000	5
	계			11801.373	1164.830	0.000	30

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉔ COMBO 1 : SV005

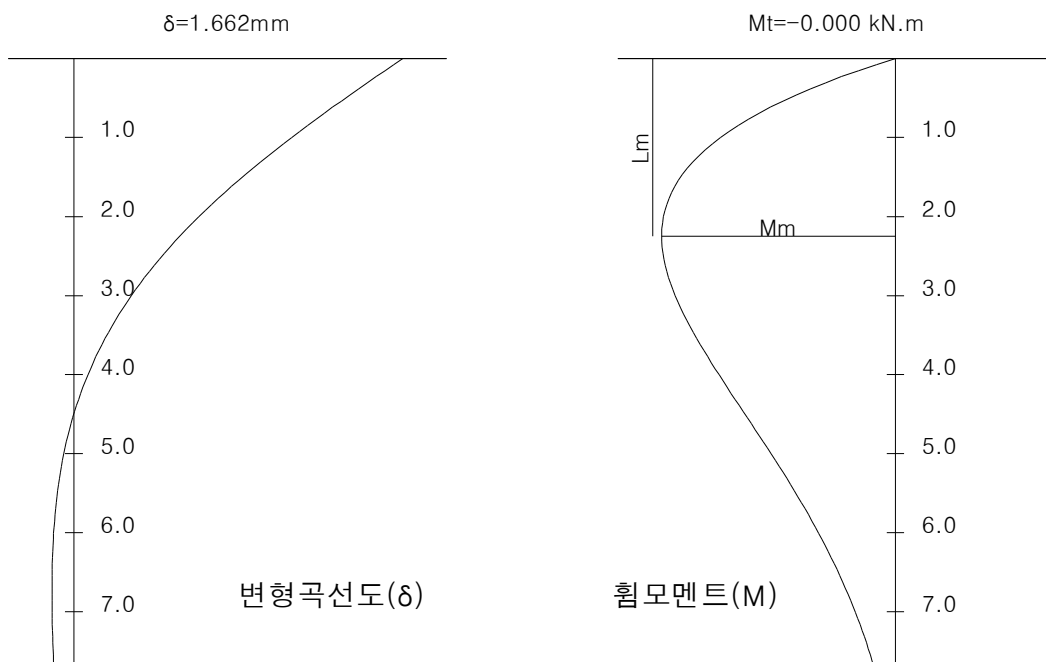
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -12.964 kN.m, 2.248 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.662 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.662 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-14.051	1.662	
0.513	-5.996	-9.460	1.367	
1.027	-9.862	-5.744	1.087	
1.540	-12.033	-2.840	0.833	
2.053	-12.902	-0.658	0.611	
2.567	-12.815	0.901	0.423	
3.080	-12.065	1.942	0.269	
3.593	-10.893	2.565	0.147	
4.107	-9.488	2.862	0.054	
4.620	-7.996	2.915	-0.014	
5.133	-6.524	2.796	-0.061	
5.647	-5.145	2.562	-0.090	
6.160	-3.905	2.261	-0.106	
6.673	-2.829	1.929	-0.111	
7.187	-1.925	1.594	-0.109	
7.700	-1.190	1.274	-0.102	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉞ COMBO 2 : SV004

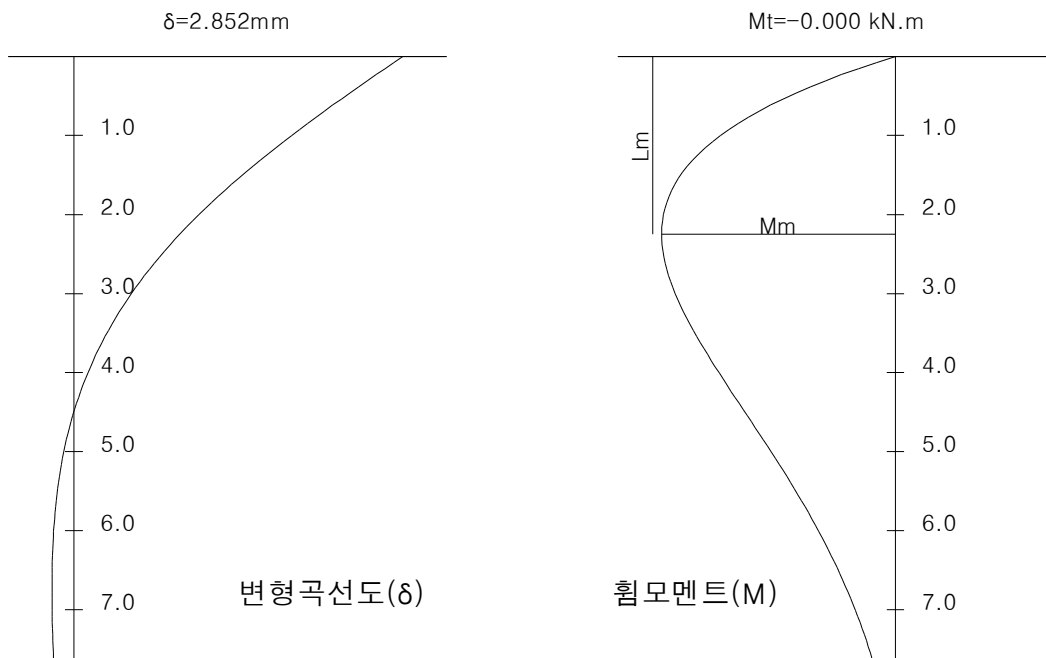
㉞ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -22.238 kN.m, 2.248 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.852 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.852 mm

㉞ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-24.101	2.852	
0.513	-10.285	-16.227	2.345	
1.027	-16.917	-9.854	1.865	
1.540	-20.640	-4.872	1.430	
2.053	-22.131	-1.129	1.048	
2.567	-21.982	1.546	0.726	
3.080	-20.696	3.331	0.461	
3.593	-18.685	4.399	0.252	
4.107	-16.275	4.909	0.092	
4.620	-13.716	5.001	-0.025	
5.133	-11.191	4.796	-0.105	
5.647	-8.825	4.395	-0.155	
6.160	-6.698	3.879	-0.182	
6.673	-4.852	3.310	-0.191	
7.187	-3.301	2.734	-0.187	
7.700	-2.041	2.185	-0.174	

㉞ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 3 : SV015

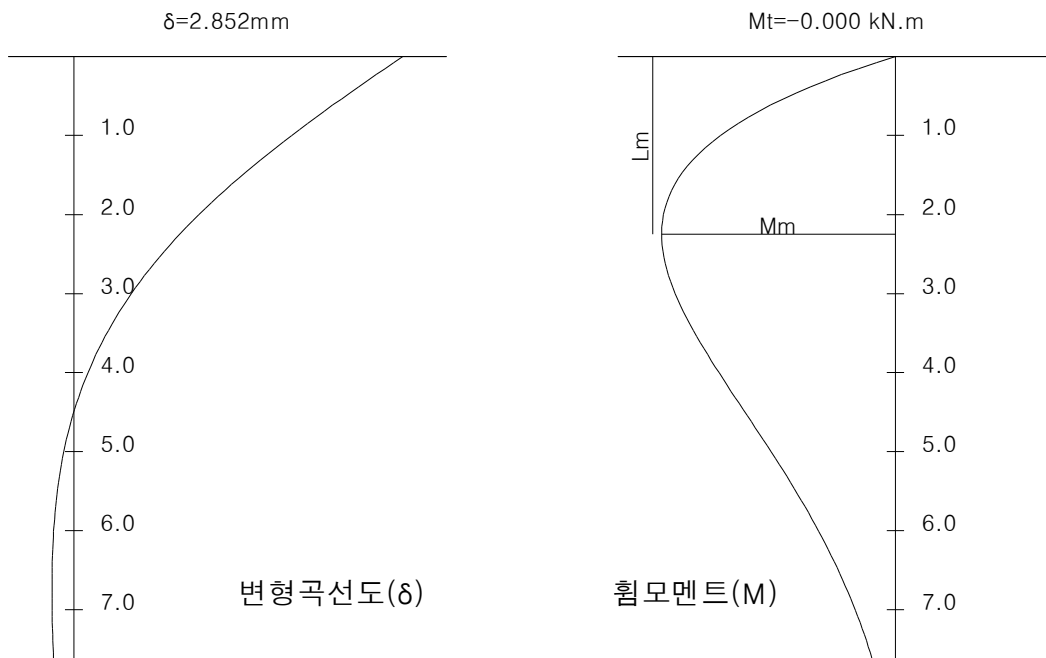
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -22.238 kN.m, 2.248 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.852 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.852 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-24.101	2.852	
0.513	-10.285	-16.227	2.345	
1.027	-16.917	-9.854	1.865	
1.540	-20.640	-4.872	1.430	
2.053	-22.131	-1.129	1.048	
2.567	-21.982	1.546	0.726	
3.080	-20.696	3.331	0.461	
3.593	-18.685	4.399	0.252	
4.107	-16.275	4.909	0.092	
4.620	-13.716	5.001	-0.025	
5.133	-11.191	4.796	-0.105	
5.647	-8.825	4.395	-0.155	
6.160	-6.698	3.879	-0.182	
6.673	-4.852	3.310	-0.191	
7.187	-3.301	2.734	-0.187	
7.700	-2.041	2.185	-0.174	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 4 : SV022

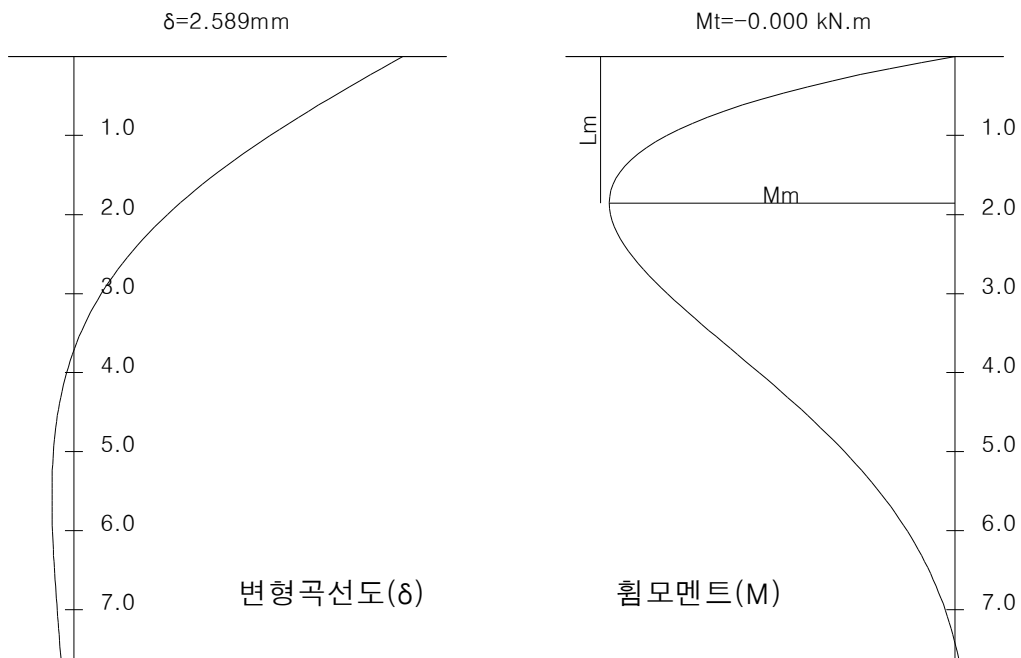
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -29.591 kN.m, 1.857 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.589 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.589 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-38.828	2.589	
0.513	-15.915	-23.782	2.034	
1.027	-25.016	-12.232	1.521	
1.540	-29.011	-3.822	1.073	
2.053	-29.397	1.915	0.701	
2.567	-27.415	5.486	0.407	
3.080	-24.051	7.382	0.186	
3.593	-20.046	8.050	0.029	
4.107	-15.931	7.872	-0.075	
4.620	-12.056	7.159	-0.137	
5.133	-8.631	6.153	-0.167	
5.647	-5.758	5.035	-0.173	
6.160	-3.459	3.929	-0.164	
6.673	-1.708	2.914	-0.146	
7.187	-0.444	2.035	-0.123	
7.700	0.408	1.312	-0.099	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉔ COMBO 2 : UL004

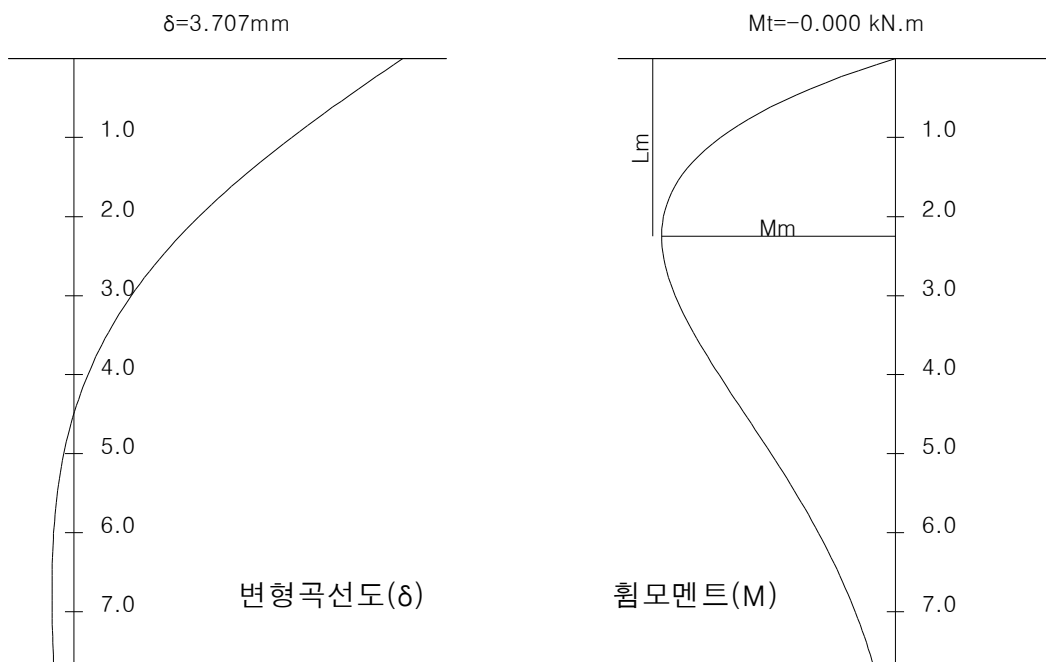
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -28.910 kN.m, 2.248 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.707 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.707 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-31.332	3.707	
0.513	-13.371	-21.095	3.049	
1.027	-21.992	-12.810	2.425	
1.540	-26.832	-6.333	1.859	
2.053	-28.770	-1.468	1.363	
2.567	-28.577	2.009	0.944	
3.080	-26.905	4.331	0.600	
3.593	-24.290	5.719	0.327	
4.107	-21.157	6.382	0.120	
4.620	-17.831	6.501	-0.032	
5.133	-14.548	6.235	-0.136	
5.647	-11.473	5.714	-0.202	
6.160	-8.708	5.043	-0.237	
6.673	-6.308	4.302	-0.248	
7.187	-4.292	3.554	-0.243	
7.700	-2.653	2.840	-0.226	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉞ COMBO 3 : UE026

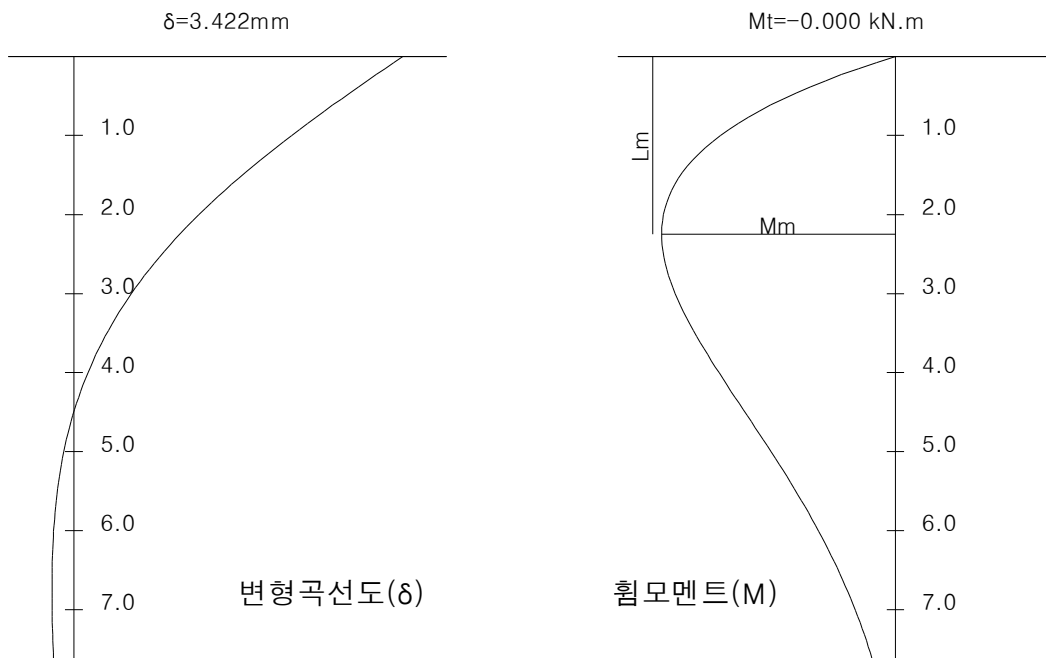
㉞ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -26.686 kN.m, 2.248 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.422 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.422 mm

㉞ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-28.921	3.422	
0.513	-12.342	-19.472	2.814	
1.027	-20.300	-11.824	2.238	
1.540	-24.768	-5.846	1.716	
2.053	-26.557	-1.355	1.258	
2.567	-26.378	1.855	0.871	
3.080	-24.835	3.997	0.554	
3.593	-22.422	5.279	0.302	
4.107	-19.530	5.891	0.110	
4.620	-16.459	6.001	-0.030	
5.133	-13.429	5.756	-0.126	
5.647	-10.590	5.274	-0.186	
6.160	-8.038	4.655	-0.218	
6.673	-5.822	3.971	-0.229	
7.187	-3.962	3.281	-0.224	
7.700	-2.449	2.622	-0.209	

㉞ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 4 : UL022

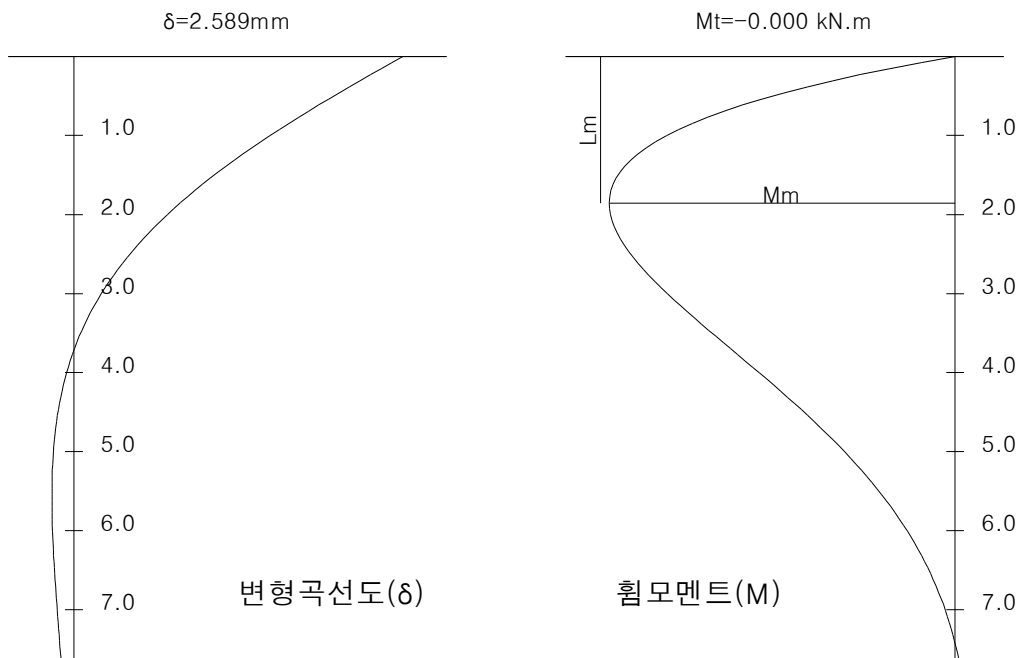
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -29.591 kN.m, 1.857 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.589 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.589 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-38.828	2.589	
0.513	-15.915	-23.782	2.034	
1.027	-25.016	-12.232	1.521	
1.540	-29.011	-3.822	1.073	
2.053	-29.397	1.915	0.701	
2.567	-27.415	5.486	0.407	
3.080	-24.051	7.382	0.186	
3.593	-20.046	8.050	0.029	
4.107	-15.931	7.872	-0.075	
4.620	-12.056	7.159	-0.137	
5.133	-8.631	6.153	-0.167	
5.647	-5.758	5.035	-0.173	
6.160	-3.459	3.929	-0.164	
6.673	-1.708	2.914	-0.146	
7.187	-0.444	2.035	-0.123	
7.700	0.408	1.312	-0.099	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



5) 말뚝의 안정성 검토

① 말뚝의 허용지지력 검토

가) 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 군말뚝의 영향 없음

$$R_a = 1/n \times R_u$$

$R_{a1} = 1730.000 \text{ kN}$ (평상시) : 『지반조사보고서』 참조

$R_{a2} = 2595.000 \text{ kN}$ (지진시) : 『지반조사보고서』 참조

나) 말뚝의 허용 수평변위 검토

평상시의 말뚝의 허용 수평변위 $\delta_a = 15.000 > \delta = 2.8515 \text{ mm}$ 0.K

지진시의 말뚝의 허용 수평변위 $\delta_a = 15.000 > \delta = 2.5885 \text{ mm}$ 0.K

다) 말뚝의 허용인발력

$P_{a1} = 118.200 \text{ kN}$ (평상시) : 『지반조사보고서』 참조

$P_{a2} = 177.300 \text{ kN}$ (지진시) : 『지반조사보고서』 참조

라) 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	579.732	369.226	1730.000	102.086	0.K
	HINGE	568.271	380.687	1730.000	102.086	0.K
COMBO 2	FIX	602.085	184.673	1730.000	102.086	0.K
	HINGE	582.906	203.852	1730.000	102.086	0.K
COMBO 3	FIX	602.085	184.673	1730.000	102.086	0.K
	HINGE	582.906	203.852	1730.000	102.086	0.K
COMBO 4	FIX	668.316	118.442	2595.000	153.129	0.K
	HINGE	643.737	143.021	2595.000	153.129	0.K

② 말뚝의 응력 검토

가) 말뚝의 이음과 장경비에 따른 허용응력의 감소율 검토

: 『도로교설계기준 해설(하부구조편)』 P223 참조

사용 PILE 본당 길이 : 15.00 m / 본

PILE 길이 : 7.80 m

이음개소수 : 0 개소

말뚝이음에 의한 허용응력 감소율 : 0.00%

장경비 (L/D) = 7.70/0.500 = 15.400 < 85 이므로 장경비에 따른 감소 없음.

따라서 허용응력의 총 감소율은 0.00% 적용

나) 말뚝의 휨응력 검토

말뚝타설시 항타로 인한 말뚝머리 파손이나 지지지반의 불균등 등으로 인하여 부득이 말뚝머리를 절단해야하는 경우가 있다. 이때 PC말뚝인 경우에는 절단된 위치로부터 일정구간까지

이미 도입된 프리스트레스가 감소하게 된다. 『깊은기초. 한국지반공학회 저』 7.5.2.2

허용 휨압축응력 f_{ca} = 28.000 MPa (평상시)

= 42.000 MPa (지진시)

허용 휨인장응력 f_{ta} = 0.000 MPa (평상시)

= -5.000 MPa (지진시)

★ 지중에 M_{max} 가 발생하는 경우

$$f = f_{ce1} \pm M/Z_e + V/A_e$$

$$= 4.104 \pm M / 9906000.0 + V / 108500.0$$

★ 두부에 M_{max} 가 발생하는 경우

$$f = f_{ce2} \pm M/Z_e + V/A_e$$

$$= 0.000 \pm M / 9906000.0 + V / 108500.0$$

구 분		V(kN)	M(kN.m)	f_c	f_{ca}	f_t	f_{ta}	비 고
COMBO 1	FIX	579.732	17.382	7.098	28.00	3.588	0.00	0.K
	HINGE	568.271	12.964	10.650	28.00	8.033	0.00	0.K
COMBO 2	FIX	602.085	29.088	8.486	28.00	2.613	0.00	0.K
	HINGE	582.906	22.238	11.721	28.00	7.231	0.00	0.K
COMBO 3	FIX	602.085	29.088	8.486	28.00	2.613	0.00	0.K
	HINGE	582.906	22.238	11.721	28.00	7.231	0.00	0.K
COMBO 4	FIX	668.316	37.278	9.923	42.00	2.396	-5.00	0.K
	HINGE	643.737	29.591	13.024	42.00	7.050	-5.00	0.K

다) 말뚝의 전단응력 검토

$$\tau_{sa} = 0.850 \text{ MPa (평상시)}$$

$$= 1.250 \text{ MPa (지진시)}$$

$$\tau = \alpha \times H_o / A_p$$

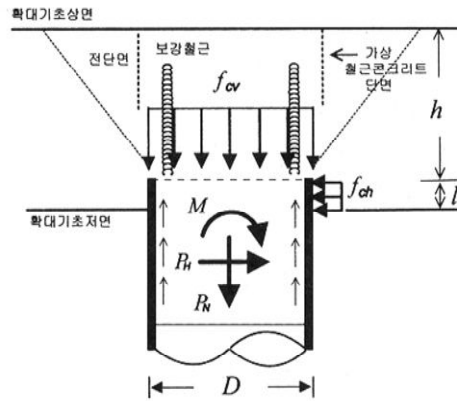
$$\alpha = 4 \times (D^2 + D \times d + d^2) / (3 \times (D^2 + d^2))$$

$$= 4 \times (500.0^2 + 500.0 \times 340.0 + 340.0^2) / (3 \times (500.0^2 + 340.0^2))$$

$$= 1.953 : \text{전단형상계수}$$

구 분		H(kN)	τ	τ_{sa}	비 고
COMBO 1	FIX	14.051	0.253	0.850	0.K
	HINGE	14.051	0.253	0.850	0.K
COMBO 2	FIX	24.101	0.434	0.850	0.K
	HINGE	24.101	0.434	0.850	0.K
COMBO 3	FIX	24.101	0.434	0.850	0.K
	HINGE	24.101	0.434	0.850	0.K
COMBO 4	FIX	38.828	0.699	1.250	0.K
	HINGE	38.828	0.699	1.250	0.K

6) 말뚝과 확대기초의 결합부 검토



① 압입력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수직지압응력

$$f_{cv} = \frac{P_{Nmax}}{\frac{\pi}{4} D^2} \leq f_{ca}$$

f_{ck} : 콘크리트의 설계기준강도(MPa)

P_{Nmax} : 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)

$$\begin{aligned} f_{cv} &= 602084.9 / (\pi/4 \times 500^2) \\ &= 3.066 \text{ MPa} \leq f_{ca} = 6.750 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

* 수직지압응력(f_{cv}) 검토 (지진시)

$$\begin{aligned} f_{cv} &= 668315.8 / (\pi/4 \times 500^2) \\ &= 3.404 \text{ MPa} \leq f_{ca}' = 8.978 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

b. 확대기초 콘크리트의 압발전단응력

$$\tau_v = \frac{P_{N \max}}{\pi(D+h)h} \leq \tau_{a3}$$

τ_{a3} : 상시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) , (해설표 참조)

$\tau_{a3'}$: 지진시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) , (해설표 참조)

h : 확대기초의 유효두께 (mm)

-해설 표. 확대기초의 허용수직압발전단응력, τ_{a3} (MPa)

콘크리트의 설계기준강도 f_{ck}		21	24	27	30
허용압발 전단응력	상시 (τ_{a3})	0.85	0.90	0.95	1.00
	지진시 ($\tau_{a3'}$)	1.131	1.197	1.264	1.330

* 압발전단응력(τ_v) 검토 (상시)

$$\begin{aligned} \tau_v &= 602084.9 / \{ \pi \times (500 + 1900) \times 1900 \} \\ &= 0.042 \text{ MPa} \leq \tau_{a3} = 0.950 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

* 압발전단응력(τ_v) 검토 (지진시)

$$\begin{aligned} \tau_v &= 668315.8 / \{ \pi \times (500 + 1900) \times 1900 \} \\ &= 0.047 \text{ MPa} \leq \tau_{a3'} = 1.264 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 인발력에 대한 검토

원칙적으로 인발력에 대한 검토는 하지 않아도 된다. [도로교 설계기준 해설(하부구조편) P292]

③ 수평력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수평지압응력

$$f_{ch} = \frac{P_{H \max}}{D \cdot l} \leq f_{ca}$$

$P_{H \max}$: 상시와 지진시, 말뚝머리에 작용하는 최대 말뚝축직각방향력 (N)

l : 말뚝의 매입길이 = 100 mm

* 수평지압응력(f_{ch}) 검토 (상시)

$$\begin{aligned} f_{ch} &= 24101.234 / (500 \times 100) \\ &= 0.482 \text{ MPa} \leq f_{ca} = 6.750 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

* 수평지압응력(f_{ch}) 검토 (지진시)

$$\begin{aligned} f_{ch} &= 38827.667 / (500 \times 100) \\ &= 0.777 \text{ MPa} \leq f_{ca'} = 8.978 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

b. 확대기초 단부 말쪽에 대한 수평압발전단응력

$$\tau_h = \frac{P_{Hmax}}{h'(2l + D + 2h')} \leq \tau_{a3}$$

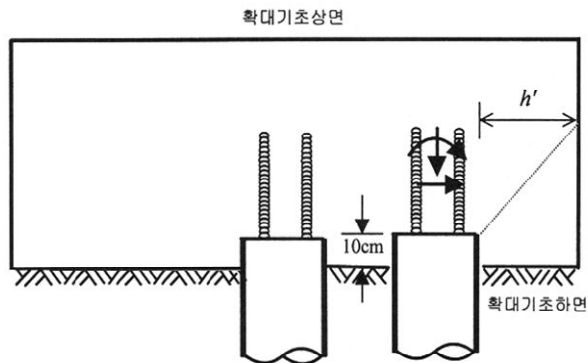
h' : 수평방향의 압발전단에 저항하는 확대기초의 유효두께 (m)

* 수평압발전단응력(τ_h) 검토 (상시)

$$\begin{aligned} \tau_h &= 24101.234 / \{400 \times (200 + 500 + 800)\} \\ &= 0.040 \text{ MPa} \leq \tau_{a3} = 0.950 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

* 수평압발전단응력(τ_h) 검토 (지진시)

$$\begin{aligned} \tau_h &= 38827.667 / \{400 \times (200 + 500 + 800)\} \\ &= 0.065 \text{ MPa} \leq \tau_{a3'} = 1.264 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$



④ 철근정착

$$L_o = \frac{f_{sa1} A_{st}}{\tau_{oa} U}$$

f_{sa1} : 이형철근의 허용인장응력 (MPa) , (해설표 참조)

A_{st} : 이형철근의 공칭단면적 (mm^2) , (해설표 참조)

U : 이형철근의 공칭둘레길이 (mm)

τ_{oa} : 콘크리트의 허용부착응력 (MPa) , (해설표 참조)

$d1$: 이형철근의 공칭지름 (mm)

- 해설 표. 이형철근의 허용응력, f_{sa1} (MPa)

철근의 종류	SD30	SD35	SD40
인장 및 압축응력	150	175	180

- 해설 표. 이형철근의 표준치수

철근의 종류, D(mm)	D19	D22	D25	D29	D32
공칭지름, d1(mm)	19.1	22.2	25.4	28.6	31.8
공칭단면적, $A_{st}(\text{mm}^2)$	286.5	387.1	506.7	642.4	794.2
공칭둘레, U(mm)	60.0	70.0	80.0	90.0	100.0

- 해설 표. 콘크리트의 허용부착응력, τ_{oa} (MPa)

콘크리트의 설계기준강도 (f_{ck})	21.0	24.0	27.0	30.0
이형철근과 콘크리트의 허용부착응력 (τ_{oa})	1.4	1.6	1.7	1.8

★ 철근의 정착길이

일반적으로, $L_o \geq L_{\min} = 35d1$ 로 하는 것이 좋다. $L_{\min} = 35 \times 19.1 = 668.5 \text{ mm}$

$$L_o = 150.000 \times 286.500 / (1.700 \times 60.000) = 421.324 (\leq 668.500) \\ = 668.5 (\text{mm})$$

이때, 정착길이는 다음을 만족하여야 한다.

$$L \geq L_o + D/2 = 668.5 + 500/2 = 918.5 \text{ mm}$$

⑤ 확대기초 속에 말뚝머리부분의 매입길이는 최소한 100 mm로 한다.

⑥ 연직 지압강도에 대한 검토 (콘 · 설 · 해 6.8 지압강도)

$$\phi V_n = \phi(0.85 f_{ck} A_1)$$

A1 : 재하면적 (mm²)

A2 : 지지면적 (mm²)

★ 연직지압강도

$$\begin{aligned}\phi V_n &= 0.700 \times (0.85 \times 27.0 \times 196349.5) \\ &= 3154355.374 \text{ N} \geq P_{N\max} = 782710.374 \text{ N} \quad \therefore \text{O.K.}\end{aligned}$$

⑦ PUNCHING 전단강도에 대한 검토 (콘 · 설 · 해 7.12.2 2방향 거동에 대한 전단강도)

$$\phi V_n = \phi \left(\frac{1}{3} \sqrt{f_{ck}} \cdot b_p \cdot d \right)$$

d : 유효깊이 (말뚝위치의 단면두께 - 저판에서의 철근덮개)

b_p : $\pi \times$ (말뚝직경 + d)

★ PUNCHING 전단강도

$$\begin{aligned}\phi V_n &= 0.800 \times \left(\frac{1}{3} \times \sqrt{27.0} \times 7382.7 \times 1850 \right) \\ &= 18925182.566 \text{ N} \geq P_{N\max} = 782710.374 \text{ N} \quad \therefore \text{O.K.}\end{aligned}$$

14. PILE 교축방향 검토

1) 설계조건

① 말뚝의 제원

말뚝 종류	직경(mm)	두께(mm)	종별	길이(m)
내부굴착PC-PHC말뚝	500	80	A	7.700

※ 말뚝길이는 기초평면에 묻힌 100mm는 제외한 길이로 계산한다.

콘크리트 설계기준강도 $f_{ck} = 80.0 \text{ MPa}$

콘크리트 탄성계수 $E_p = 40000.0 \text{ MPa}$

유효프리스트레스(본체) $f_{ce1} = 4.10 \text{ MPa}$

유효프리스트레스(두부) $f_{ce2} = 0.00 \text{ MPa}$

콘크리트 환산단면적 $A_e = 0.1085 \text{ m}^2$

환산 단면2차모멘트 $I_e = 0.00248 \text{ m}^4$

환산 단면계수 $Z_e = 0.00991 \text{ m}^3$

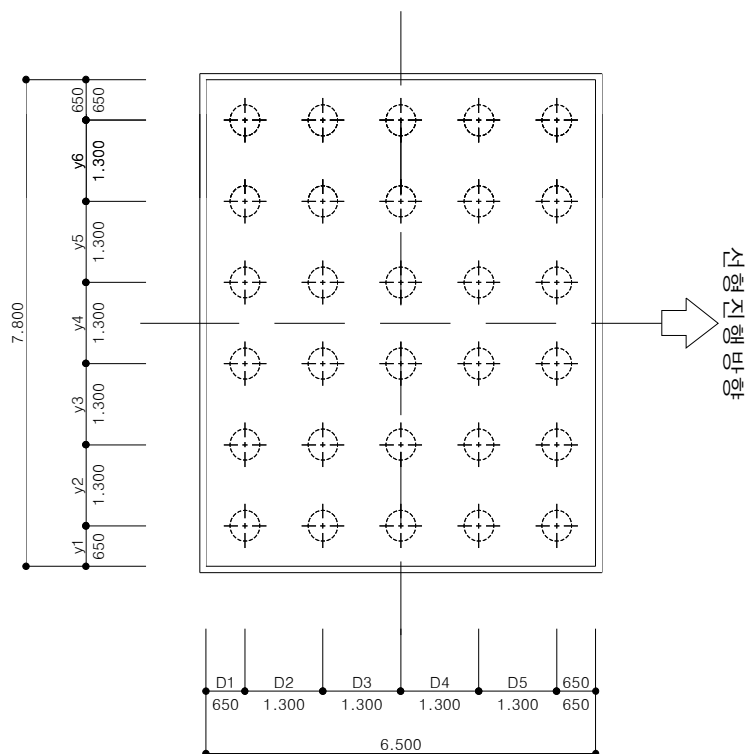
말뚝 머리의 평균 N치 $N = 10$

말뚝 선단의 평균 N치 $N = 50$

말뚝 선단의 근입깊이 $D_f = 1.0 \text{ m}$

원지반으로부터 돌출된 길이 $h = 0.0 \text{ m}$

② 말뚝의 배치



2) 말뚝도심에서의 작용하중

구 분		Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	비 고
사용하중	COMBO 1	14234.367	1203.317	5637.295	SVB16
	COMBO 2	11801.373	1234.018	5727.470	SVB14
	COMBO 3	11801.373	1234.018	5727.470	SVB14
	COMBO 4	11801.373	1305.520	7025.149	SVB22
계수하중	COMBO 1	20572.722	0.000	2.120	ULB01
	COMBO 2	18504.677	1524.402	7210.571	ULB08
	COMBO 3	11211.304	1542.522	7159.110	UEB14
	COMBO 4	11801.373	1305.520	7025.149	ULB22

3) 말뚝의 특성치 계산

① 말뚝의 축방향 스프링정수

$$\begin{aligned} A_p &= A_e &&= 0.1085 \text{ m}^2 \quad ; \text{ 말뚝의 환산단면적} \\ a &= 0.013 \times (L/D) + 0.53 &&= 0.730 \\ K_v &= a \times A_p \times E_p / L &&= 411567.273 \text{ kN/m} \quad ; \text{ 말뚝의 축방향 스프링정수} \end{aligned}$$

② 말뚝의 축직각방향 스프링정수

: $1/\beta$ 가정된 값이 계산된 값과 일치할 때까지 반복 계산

$$B_H = \sqrt{\frac{D}{\beta}} \quad k_{HO} = \frac{1}{0.3} \alpha E_o \quad k_H = k_{HO} \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-\frac{3}{4}}$$

$\alpha = 1$ (평상시), 2 (지진시)

$$E_o = 1000 \times N = 1000 \times 10 = 10000 \text{ kN/m}^2$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$$

가) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 평상시

가정된 $1/\beta$ (m)	계산치 $1/\beta$ (m)	K_h (kN/m ³)
0.500	2.430	22724.39
2.430	2.818	12560.11
2.818	2.858	11881.00
2.858	2.862	11819.25
2.862	2.862	11813.47
2.862	2.862	11812.93
2.862	2.862	11812.88

$$K_h = 11812.88 \text{ kN/m}^3$$

$$\beta = 0.349 \text{ m}^{-1}$$

$$\beta L = 0.349 \times 7.7000 = 2.690 \geq 2.5 \quad \therefore \text{반무한장 말뚝으로 설계한다.}$$

나) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 지진시

가정된 $1/\beta$ (m)	계산치 $1/\beta$ (m)	K_h (kN/m ³)
0.500	2.044	45448.77
2.044	2.332	26806.80
2.332	2.361	25512.34
2.361	2.364	25394.24
2.364	2.364	25383.19
2.364	2.364	25382.16
2.364	2.364	25382.06

$$K_h = 25382.05 \text{ kN/m}^3$$

$$\beta = 0.423 \text{ m}^{-1}$$

$$\beta L = 0.423 \times 7.7000 = 3.257 \geq 2.5 \quad \therefore \text{반무한장 말뚝으로 설계한다.}$$

4) 말뚝의 변위 및 부재력

① 말뚝머리 고정일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	16904.139	30000.005	$4EI \beta^3$	kN/m
K2	24189.697	35458.139	$2EI \beta^2$	kN/rad
K3	24189.697	35458.139	$2EI \beta^2$	kN/rad
K4	69230.550	83818.627	$2EI \beta$	kN.m/rad

유한장 보정계수 : $\phi 1 = 1.000$, $\phi 2 = 1.000$, $\phi 3 = 1.000$, $\phi 4 = 1.000$

나) 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
A_{xx}	$\sum (K_1 \cos^2 \theta_i + K_v \sin^2 \theta_i)$	507124.2	900000.1
A_{xy}, A_{yx}	$\sum (K_v - K_1) \sin \theta_i \cos \theta_i$	0.0	0.0
A_{xa}, A_{ax}	$\sum \{(K_v - K_1)x_i \sin \theta_i \cos \theta_i - K_2 \cos \theta_i\}$	-725690.9	-1063744.2
A_{yy}	$\sum (K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)$	12347018.2	12347018.2
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}	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i^2 + (K_2 + K_3)x_i \sin \theta_i + K_4\}$	43809838.0	44247480.3
일반식	$\begin{bmatrix} \delta_x \\ \delta_y \\ \alpha \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} A_{xx} & A_{xy} & A_{xa} \\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya} \\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa} \end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix} H_o \\ V_o \\ M_o \end{bmatrix}$		

구 분	사용하중			구 분	계수하중		
	$\delta x(m)$	$\delta y(m)$	$\alpha(rad)$		$\delta x(m)$	$\delta y(m)$	$\alpha(rad)$
COMBO 1	0.0026190	0.0011529	0.0001721	COMBO 1	0.0000001	0.0016662	0.0000000
COMBO 2	0.0026841	0.0009558	0.0001752	COMBO 2	0.0033202	0.0014987	0.0002196
COMBO 3	0.0026841	0.0009558	0.0001752	COMBO 3	0.0033551	0.0009080	0.0002190
COMBO 4	0.0016861	0.0009558	0.0001993	COMBO 4	0.0016861	0.0009558	0.0001993

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 2.684 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	0.0026190	0.0016002	0.0001721	658.596	40.111	-51.442
	2	0.0026190	0.0013765	0.0001721	566.537	40.111	-51.442
	3	0.0026190	0.0011529	0.0001721	474.479	40.111	-51.442
	4	0.0026190	0.0009292	0.0001721	382.420	40.111	-51.442
	5	0.0026190	0.0007055	0.0001721	290.362	40.111	-51.442
COMBO 2	1	0.0026841	0.0014113	0.0001752	580.851	41.134	-52.798
	2	0.0026841	0.0011836	0.0001752	487.115	41.134	-52.798
	3	0.0026841	0.0009558	0.0001752	393.379	41.134	-52.798
	4	0.0026841	0.0007281	0.0001752	299.643	41.134	-52.798
	5	0.0026841	0.0005003	0.0001752	205.907	41.134	-52.798
COMBO 3	1	0.0026841	0.0014113	0.0001752	580.851	41.134	-52.798
	2	0.0026841	0.0011836	0.0001752	487.115	41.134	-52.798
	3	0.0026841	0.0009558	0.0001752	393.379	41.134	-52.798
	4	0.0026841	0.0007281	0.0001752	299.643	41.134	-52.798
	5	0.0026841	0.0005003	0.0001752	205.907	41.134	-52.798
COMBO 4	1	0.0016861	0.0014740	0.0001993	606.651	43.517	-43.082
	2	0.0016861	0.0012149	0.0001993	500.015	43.517	-43.082
	3	0.0016861	0.0009558	0.0001993	393.379	43.517	-43.082
	4	0.0016861	0.0006967	0.0001993	286.743	43.517	-43.082
	5	0.0016861	0.0004376	0.0001993	180.107	43.517	-43.082

- 계수하중 조합

구 분		$\delta x(i)$	$\delta y(i)$	α	$P_n(i)$	$Ph(i)$	$M_t(i)$
COMBO 1	1	0.0000001	0.0016663	0.0000000	685.810	0.000	0.002
	2	0.0000001	0.0016663	0.0000000	685.784	0.000	0.002
	3	0.0000001	0.0016662	0.0000000	685.757	0.000	0.002
	4	0.0000001	0.0016661	0.0000000	685.731	0.000	0.002
	5	0.0000001	0.0016661	0.0000000	685.704	0.000	0.002
COMBO 2	1	0.0033202	0.0020696	0.0002196	851.796	50.813	-65.113
	2	0.0033202	0.0017842	0.0002196	734.309	50.813	-65.113
	3	0.0033202	0.0014987	0.0002196	616.823	50.813	-65.113
	4	0.0033202	0.0012133	0.0002196	499.336	50.813	-65.113
	5	0.0033202	0.0009278	0.0002196	381.850	50.813	-65.113
COMBO 3	1	0.0033551	0.0014774	0.0002190	608.044	51.417	-65.998
	2	0.0033551	0.0011927	0.0002190	490.877	51.417	-65.998
	3	0.0033551	0.0009080	0.0002190	373.710	51.417	-65.998
	4	0.0033551	0.0006233	0.0002190	256.543	51.417	-65.998
	5	0.0033551	0.0003386	0.0002190	139.376	51.417	-65.998
COMBO 4	1	0.0016861	0.0014740	0.0001993	606.651	43.517	-43.082
	2	0.0016861	0.0012149	0.0001993	500.015	43.517	-43.082
	3	0.0016861	0.0009558	0.0001993	393.379	43.517	-43.082
	4	0.0016861	0.0006967	0.0001993	286.743	43.517	-43.082
	5	0.0016861	0.0004376	0.0001993	180.107	43.517	-43.082

■ 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	2.600	0	658.596	40.111	-51.442	6
	2	1.300	0	566.537	40.111	-51.442	6
	3	0.000	0	474.479	40.111	-51.442	6
	4	-1.300	0	382.420	40.111	-51.442	6
	5	-2.600	0	290.362	40.111	-51.442	6
	계			14234.367	1203.317	5637.295	30
COMBO 2	1	2.600	0	580.851	41.134	-52.798	6
	2	1.300	0	487.115	41.134	-52.798	6
	3	0.000	0	393.379	41.134	-52.798	6
	4	-1.300	0	299.643	41.134	-52.798	6
	5	-2.600	0	205.907	41.134	-52.798	6
	계			11801.373	1234.018	5727.470	30
COMBO 3	1	2.600	0	580.851	41.134	-52.798	6
	2	1.300	0	487.115	41.134	-52.798	6
	3	0.000	0	393.379	41.134	-52.798	6
	4	-1.300	0	299.643	41.134	-52.798	6
	5	-2.600	0	205.907	41.134	-52.798	6
	계			11801.373	1234.018	5727.470	30
COMBO 4	1	2.600	0	606.651	43.517	-43.082	6
	2	1.300	0	500.015	43.517	-43.082	6
	3	0.000	0	393.379	43.517	-43.082	6
	4	-1.300	0	286.743	43.517	-43.082	6
	5	-2.600	0	180.107	43.517	-43.082	6
	계			11801.373	1305.520	7025.149	30

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	2.600	0	685.810	0.000	0.002	6
	2	1.300	0	685.784	0.000	0.002	6
	3	0.000	0	685.757	0.000	0.002	6
	4	-1.300	0	685.731	0.000	0.002	6
	5	-2.600	0	685.704	0.000	0.002	6
	계			20572.722	0.000	2.120	30
COMBO 2	1	2.600	0	851.796	50.813	-65.113	6
	2	1.300	0	734.309	50.813	-65.113	6
	3	0.000	0	616.823	50.813	-65.113	6
	4	-1.300	0	499.336	50.813	-65.113	6
	5	-2.600	0	381.850	50.813	-65.113	6
	계			18504.677	1524.402	7210.571	30
COMBO 3	1	2.600	0	608.044	51.417	-65.998	6
	2	1.300	0	490.877	51.417	-65.998	6
	3	0.000	0	373.710	51.417	-65.998	6
	4	-1.300	0	256.543	51.417	-65.998	6
	5	-2.600	0	139.376	51.417	-65.998	6
	계			11211.304	1542.522	7159.110	30
COMBO 4	1	2.600	0	606.651	43.517	-43.082	6
	2	1.300	0	500.015	43.517	-43.082	6
	3	0.000	0	393.379	43.517	-43.082	6
	4	-1.300	0	286.743	43.517	-43.082	6
	5	-2.600	0	180.107	43.517	-43.082	6
	계			11801.373	1305.520	7025.149	30

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉔ COMBO 1 : SVB16

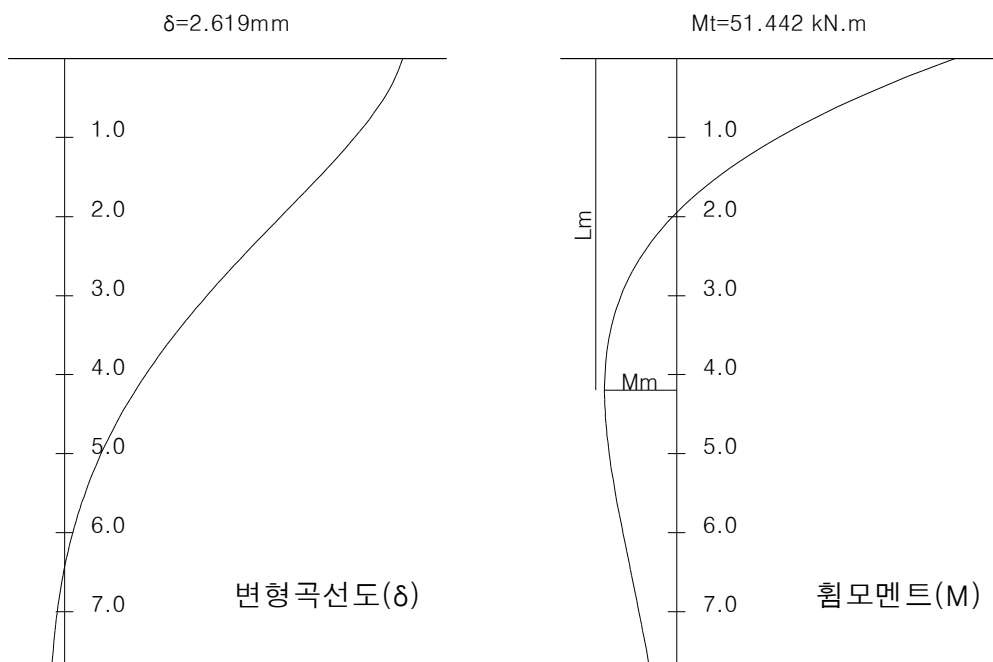
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -13.303 kN.m, 4.200 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.619 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.619 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	51.442	-40.111	2.619	
0.513	32.859	-32.366	2.471	
1.027	18.110	-25.216	2.235	
1.540	6.834	-18.864	1.949	
2.053	-1.411	-13.413	1.645	
2.567	-7.095	-8.884	1.344	
3.080	-10.684	-5.242	1.062	
3.593	-12.617	-2.416	0.807	
4.107	-13.288	-0.312	0.586	
4.620	-13.043	1.175	0.400	
5.133	-12.170	2.150	0.249	
5.647	-10.906	2.716	0.130	
6.160	-9.436	2.965	0.039	
6.673	-7.902	2.979	-0.026	
7.187	-6.405	2.829	-0.070	
7.700	-5.015	2.572	-0.097	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉠ COMBO 2 : SVB14

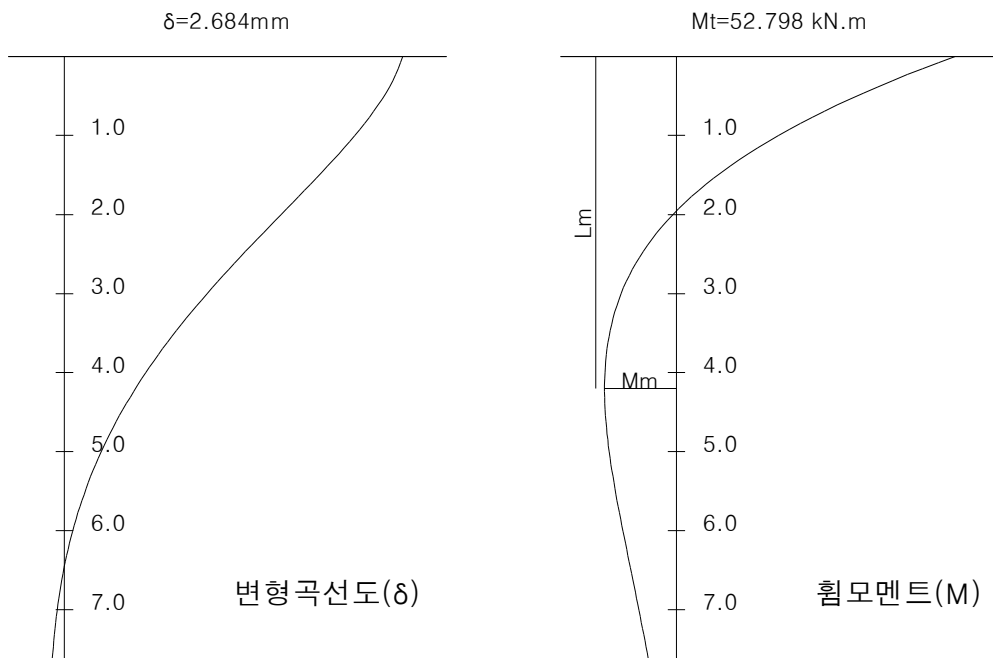
㉡ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -13.631 kN.m, 4.202 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.684 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.684 mm

㉢ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	52.798	-41.134	2.684	
0.513	33.740	-33.196	2.533	
1.027	18.612	-25.866	2.291	
1.540	7.043	-19.355	1.999	
2.053	-1.418	-13.765	1.687	
2.567	-7.251	-9.120	1.379	
3.080	-10.937	-5.385	1.089	
3.593	-12.923	-2.486	0.828	
4.107	-13.616	-0.327	0.602	
4.620	-13.367	1.198	0.411	
5.133	-12.475	2.200	0.255	
5.647	-11.181	2.781	0.133	
6.160	-9.675	3.037	0.041	
6.673	-8.103	3.053	-0.026	
7.187	-6.570	2.900	-0.072	
7.700	-5.145	2.637	-0.099	

㉣ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 3 : SVB14

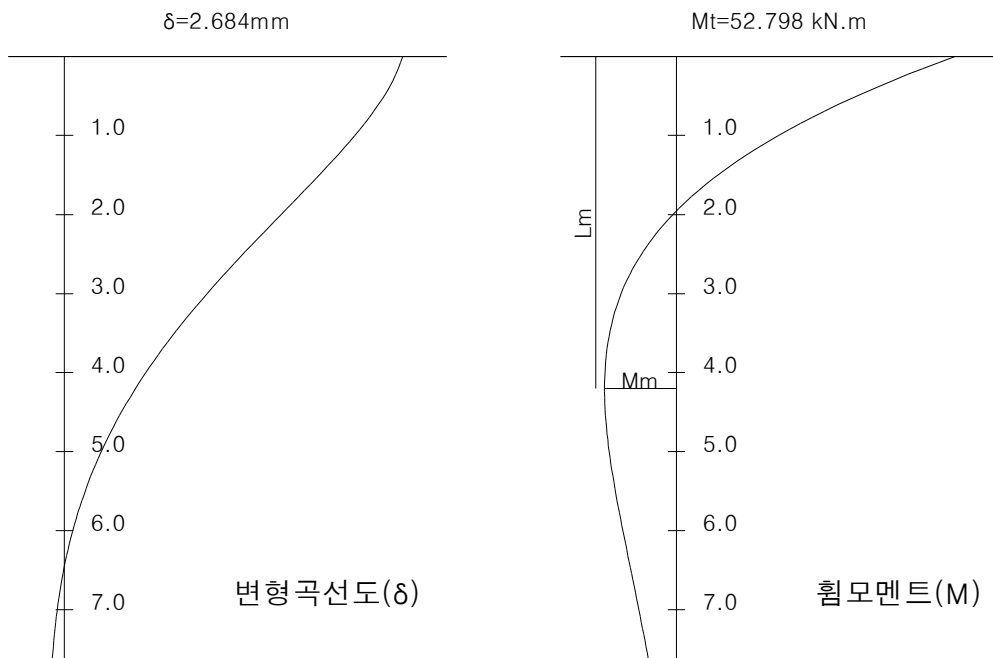
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -13.631 kN.m, 4.202 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.684 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.684 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	52.798	-41.134	2.684	
0.513	33.740	-33.196	2.533	
1.027	18.612	-25.866	2.291	
1.540	7.043	-19.355	1.999	
2.053	-1.418	-13.765	1.687	
2.567	-7.251	-9.120	1.379	
3.080	-10.937	-5.385	1.089	
3.593	-12.923	-2.486	0.828	
4.107	-13.616	-0.327	0.602	
4.620	-13.367	1.198	0.411	
5.133	-12.475	2.200	0.255	
5.647	-11.181	2.781	0.133	
6.160	-9.675	3.037	0.041	
6.673	-8.103	3.053	-0.026	
7.187	-6.570	2.900	-0.072	
7.700	-5.145	2.637	-0.099	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 4 : SVB22

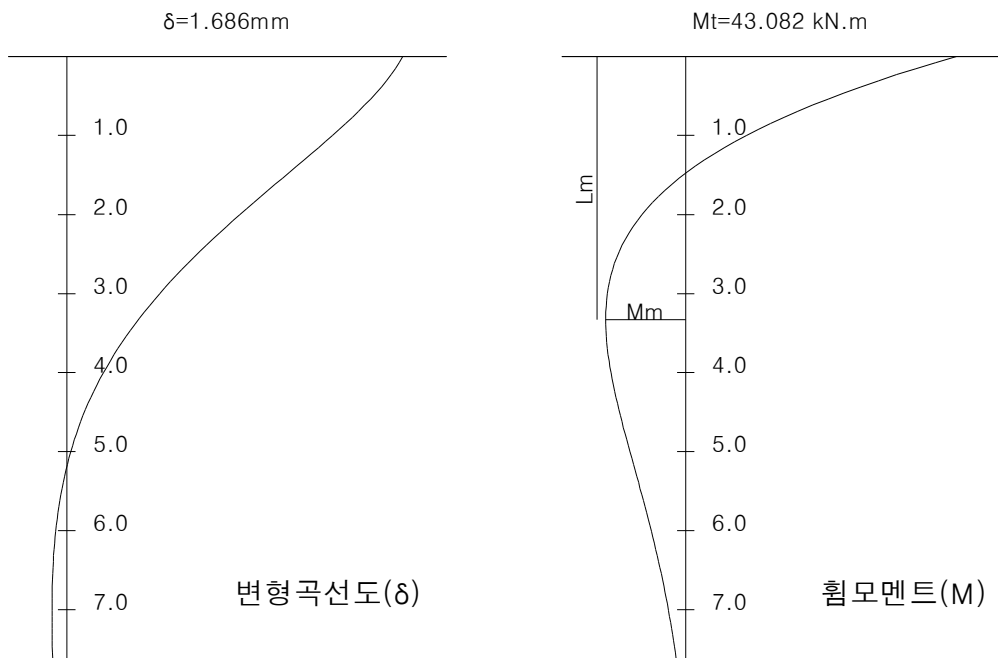
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -12.724 kN.m, 3.333 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.686 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.686 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	43.082	-43.517	1.686	
0.513	23.491	-32.975	1.536	
1.027	9.019	-23.644	1.322	
1.540	-1.040	-15.805	1.083	
2.053	-7.476	-9.528	0.846	
2.567	-11.077	-4.739	0.628	
3.080	-12.568	-1.278	0.440	
3.593	-12.581	1.061	0.284	
4.107	-11.634	2.496	0.162	
4.620	-10.137	3.235	0.070	
5.133	-8.398	3.469	0.006	
5.647	-6.635	3.357	-0.037	
6.160	-4.989	3.029	-0.061	
6.673	-3.544	2.587	-0.073	
7.187	-2.339	2.105	-0.074	
7.700	-1.381	1.632	-0.070	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉔ COMBO 2 : ULB08

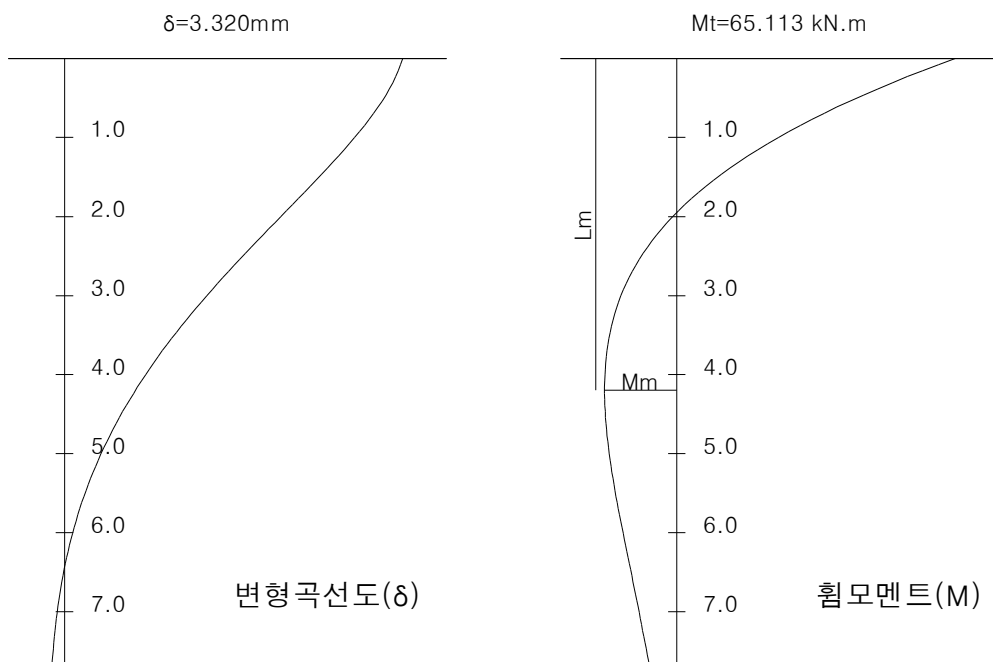
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -16.866 kN.m, 4.198 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.320 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.320 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	65.113	-50.813	3.320	
0.513	41.573	-40.997	3.132	
1.027	22.893	-31.934	2.832	
1.540	8.612	-23.886	2.470	
2.053	-1.826	-16.980	2.084	
2.567	-9.020	-11.242	1.703	
3.080	-13.561	-6.629	1.345	
3.593	-16.003	-3.050	1.022	
4.107	-16.849	-0.386	0.742	
4.620	-16.534	1.496	0.507	
5.133	-15.424	2.730	0.315	
5.647	-13.820	3.445	0.164	
6.160	-11.956	3.760	0.049	
6.673	-10.011	3.777	-0.033	
7.187	-8.113	3.586	-0.089	
7.700	-6.352	3.260	-0.123	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉞ COMBO 3 : UEB14

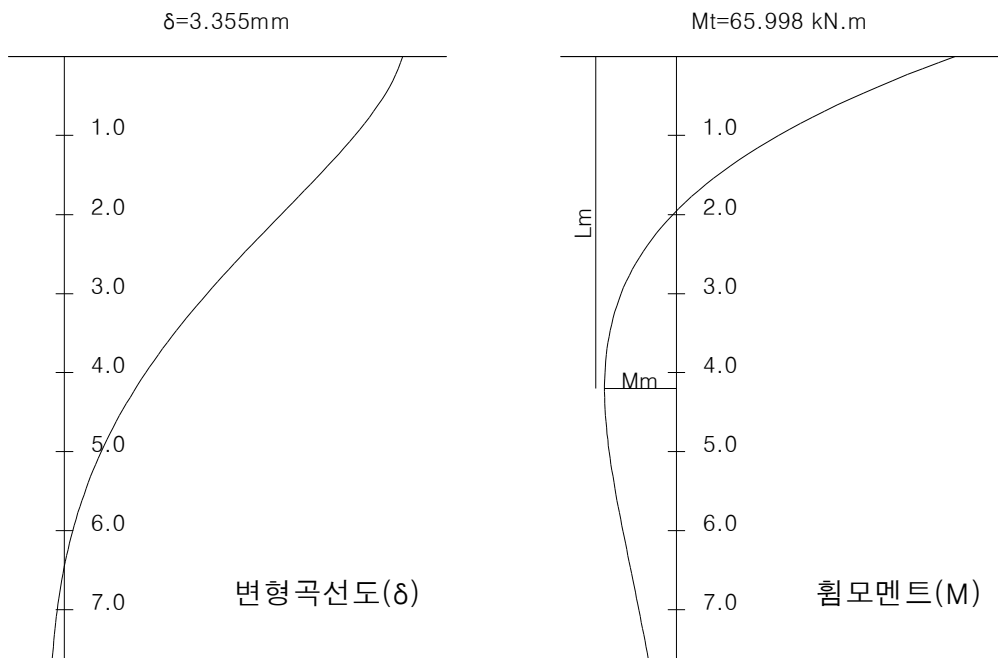
㉞ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -17.039 kN.m, 4.202 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.355 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.355 mm

㉞ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	65.998	-51.417	3.355	
0.513	42.175	-41.496	3.166	
1.027	23.265	-32.333	2.864	
1.540	8.804	-24.193	2.498	
2.053	-1.772	-17.206	2.109	
2.567	-9.064	-11.400	1.724	
3.080	-13.671	-6.731	1.362	
3.593	-16.154	-3.107	1.035	
4.107	-17.020	-0.409	0.752	
4.620	-16.709	1.498	0.514	
5.133	-15.594	2.750	0.319	
5.647	-13.976	3.476	0.166	
6.160	-12.094	3.797	0.051	
6.673	-10.129	3.816	-0.033	
7.187	-8.212	3.625	-0.089	
7.700	-6.431	3.296	-0.124	

㉞ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 4 : ULB22

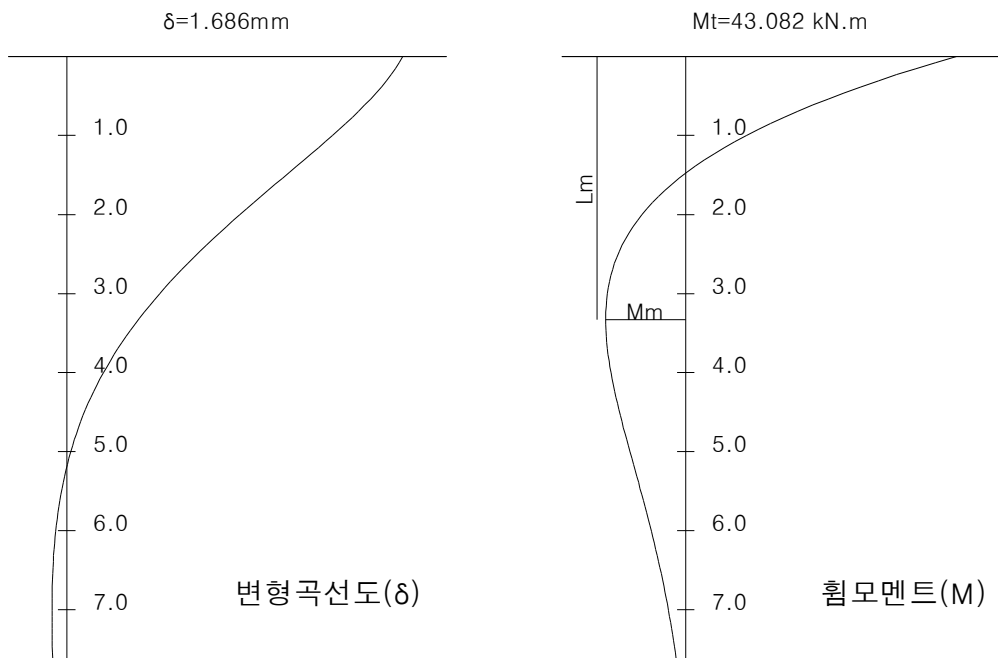
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -12.724 kN.m, 3.333 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.686 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.686 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	43.082	-43.517	1.686	
0.513	23.491	-32.975	1.536	
1.027	9.019	-23.644	1.322	
1.540	-1.040	-15.805	1.083	
2.053	-7.476	-9.528	0.846	
2.567	-11.077	-4.739	0.628	
3.080	-12.568	-1.278	0.440	
3.593	-12.581	1.061	0.284	
4.107	-11.634	2.496	0.162	
4.620	-10.137	3.235	0.070	
5.133	-8.398	3.469	0.006	
5.647	-6.635	3.357	-0.037	
6.160	-4.989	3.029	-0.061	
6.673	-3.544	2.587	-0.073	
7.187	-2.339	2.105	-0.074	
7.700	-1.381	1.632	-0.070	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



② 말뚝머리 한지일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	8452.070	15000.002	$2EI \beta^3$	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

유한장 보정계수 : $\phi 1 = 1.000$, $\phi 2 = 1.000$, $\phi 3 = 1.000$, $\phi 4 = 1.000$

나) 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum (K_1 \cos^2 \theta_i + K_v \sin^2 \theta_i)$	253562.1	450000.1
Axy, Ayx	$\sum (K_v - K_1) \sin \theta_i \cos \theta_i$	0.0	0.0
Axa, Aax	$\sum \{(K_v - K_1)x_i \sin \theta_i \cos \theta_i - K_2 \cos \theta_i\}$	0.0	0.0
Ayy	$\sum (K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)$	12347018.2	12347018.2
Aya, Aay	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i + K_2 \sin \theta_i\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i^2 + (K_2 + K_3)x_i \sin \theta_i + K_4\}$	41732921.5	41732921.5
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	0.0047457	0.0011529	0.0001351	COMBO 1	0.0000000	0.0016662	0.0000001
COMBO 2	0.0048667	0.0009558	0.0001372	COMBO 2	0.0060119	0.0014987	0.0001728
COMBO 3	0.0048667	0.0009558	0.0001372	COMBO 3	0.0060834	0.0009080	0.0001715
COMBO 4	0.0029012	0.0009558	0.0001683	COMBO 4	0.0029012	0.0009558	0.0001683

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 4.867 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	0.0047457	0.0015041	0.0001351	619.025	40.111	0.000
	2	0.0047457	0.0013285	0.0001351	546.752	40.111	0.000
	3	0.0047457	0.0011529	0.0001351	474.479	40.111	0.000
	4	0.0047457	0.0009773	0.0001351	402.206	40.111	0.000
	5	0.0047457	0.0008016	0.0001351	329.933	40.111	0.000
COMBO 2	1	0.0048667	0.0013126	0.0001372	540.237	41.134	0.000
	2	0.0048667	0.0011342	0.0001372	466.808	41.134	0.000
	3	0.0048667	0.0009558	0.0001372	393.379	41.134	0.000
	4	0.0048667	0.0007774	0.0001372	319.950	41.134	0.000
	5	0.0048667	0.0005990	0.0001372	246.521	41.134	0.000
COMBO 3	1	0.0048667	0.0013126	0.0001372	540.237	41.134	0.000
	2	0.0048667	0.0011342	0.0001372	466.808	41.134	0.000
	3	0.0048667	0.0009558	0.0001372	393.379	41.134	0.000
	4	0.0048667	0.0007774	0.0001372	319.950	41.134	0.000
	5	0.0048667	0.0005990	0.0001372	246.521	41.134	0.000
COMBO 4	1	0.0029012	0.0013935	0.0001683	573.511	43.517	0.000
	2	0.0029012	0.0011746	0.0001683	483.445	43.517	0.000
	3	0.0029012	0.0009558	0.0001683	393.379	43.517	0.000
	4	0.0029012	0.0007370	0.0001683	303.313	43.517	0.000
	5	0.0029012	0.0005181	0.0001683	213.247	43.517	0.000

- 계수하중 조합

구 분		$\delta x(i)$	$\delta y(i)$	α	$P_n(i)$	$P_h(i)$	$M_t(i)$
COMBO 1	1	0.0000000	0.0016663	0.0000001	685.812	0.000	0.000
	2	0.0000000	0.0016663	0.0000001	685.785	0.000	0.000
	3	0.0000000	0.0016662	0.0000001	685.757	0.000	0.000
	4	0.0000000	0.0016661	0.0000001	685.730	0.000	0.000
	5	0.0000000	0.0016661	0.0000001	685.703	0.000	0.000
COMBO 2	1	0.0060119	0.0019479	0.0001728	801.709	50.813	0.000
	2	0.0060119	0.0017233	0.0001728	709.266	50.813	0.000
	3	0.0060119	0.0014987	0.0001728	616.823	50.813	0.000
	4	0.0060119	0.0012741	0.0001728	524.379	50.813	0.000
	5	0.0060119	0.0010495	0.0001728	431.936	50.813	0.000
COMBO 3	1	0.0060834	0.0013540	0.0001715	557.277	51.417	0.000
	2	0.0060834	0.0011310	0.0001715	465.494	51.417	0.000
	3	0.0060834	0.0009080	0.0001715	373.710	51.417	0.000
	4	0.0060834	0.0006850	0.0001715	281.927	51.417	0.000
	5	0.0060834	0.0004620	0.0001715	190.143	51.417	0.000
COMBO 4	1	0.0029012	0.0013935	0.0001683	573.511	43.517	0.000
	2	0.0029012	0.0011746	0.0001683	483.445	43.517	0.000
	3	0.0029012	0.0009558	0.0001683	393.379	43.517	0.000
	4	0.0029012	0.0007370	0.0001683	303.313	43.517	0.000
	5	0.0029012	0.0005181	0.0001683	213.247	43.517	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	2.600	0	619.025	40.111	0.000	6
	2	1.300	0	546.752	40.111	0.000	6
	3	0.000	0	474.479	40.111	0.000	6
	4	-1.300	0	402.206	40.111	0.000	6
	5	-2.600	0	329.933	40.111	0.000	6
	계			14234.367	1203.317	0.000	30
COMBO 2	1	2.600	0	540.237	41.134	0.000	6
	2	1.300	0	466.808	41.134	0.000	6
	3	0.000	0	393.379	41.134	0.000	6
	4	-1.300	0	319.950	41.134	0.000	6
	5	-2.600	0	246.521	41.134	0.000	6
	계			11801.373	1234.018	0.000	30
COMBO 3	1	2.600	0	540.237	41.134	0.000	6
	2	1.300	0	466.808	41.134	0.000	6
	3	0.000	0	393.379	41.134	0.000	6
	4	-1.300	0	319.950	41.134	0.000	6
	5	-2.600	0	246.521	41.134	0.000	6
	계			11801.373	1234.018	0.000	30
COMBO 4	1	2.600	0	573.511	43.517	0.000	6
	2	1.300	0	483.445	43.517	0.000	6
	3	0.000	0	393.379	43.517	0.000	6
	4	-1.300	0	303.313	43.517	0.000	6
	5	-2.600	0	213.247	43.517	0.000	6
	계			11801.373	1305.520	0.000	30

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	2.600	0	685.812	0.000	0.000	6
	2	1.300	0	685.785	0.000	0.000	6
	3	0.000	0	685.757	0.000	0.000	6
	4	-1.300	0	685.730	0.000	0.000	6
	5	-2.600	0	685.703	0.000	0.000	6
	계			20572.722	0.000	0.000	30
COMBO 2	1	2.600	0	801.709	50.813	0.000	6
	2	1.300	0	709.266	50.813	0.000	6
	3	0.000	0	616.823	50.813	0.000	6
	4	-1.300	0	524.379	50.813	0.000	6
	5	-2.600	0	431.936	50.813	0.000	6
	계			18504.677	1524.402	0.000	30
COMBO 3	1	2.600	0	557.277	51.417	0.000	6
	2	1.300	0	465.494	51.417	0.000	6
	3	0.000	0	373.710	51.417	0.000	6
	4	-1.300	0	281.927	51.417	0.000	6
	5	-2.600	0	190.143	51.417	0.000	6
	계			11211.304	1542.522	0.000	30
COMBO 4	1	2.600	0	573.511	43.517	0.000	6
	2	1.300	0	483.445	43.517	0.000	6
	3	0.000	0	393.379	43.517	0.000	6
	4	-1.300	0	303.313	43.517	0.000	6
	5	-2.600	0	213.247	43.517	0.000	6
	계			11801.373	1305.520	0.000	30

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉔ COMBO 1 : SVB16

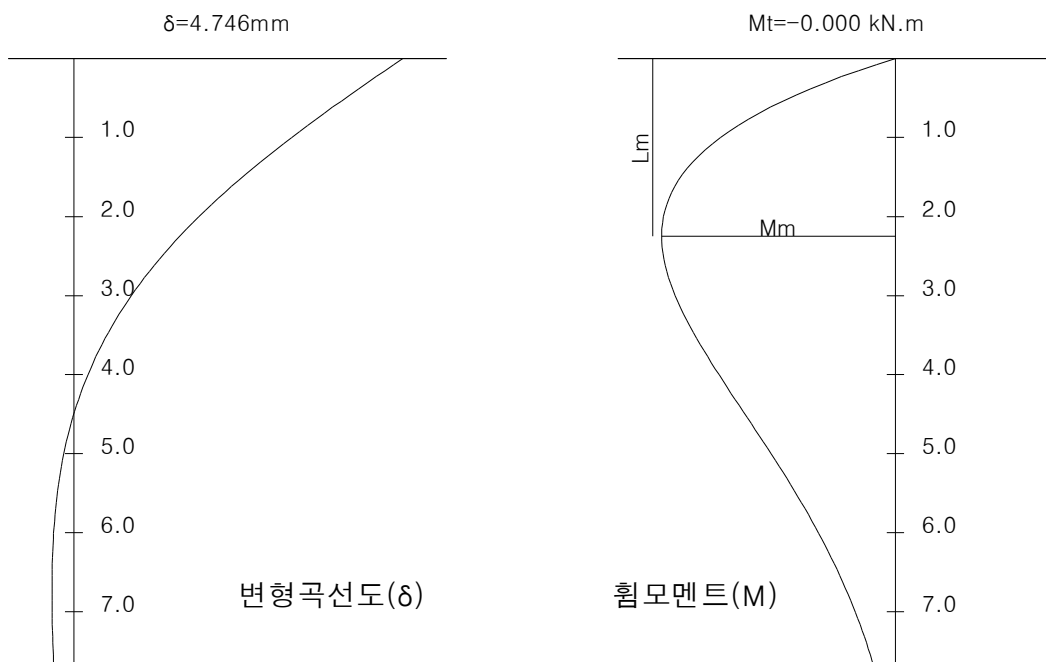
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -37.010 kN.m, 2.248 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.746 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.746 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-40.111	4.746	
0.513	-17.117	-27.006	3.903	
1.027	-28.154	-16.399	3.104	
1.540	-34.350	-8.108	2.379	
2.053	-36.831	-1.879	1.745	
2.567	-36.584	2.572	1.208	
3.080	-34.443	5.544	0.768	
3.593	-31.096	7.322	0.419	
4.107	-27.085	8.170	0.153	
4.620	-22.827	8.323	-0.041	
5.133	-18.625	7.982	-0.174	
5.647	-14.688	7.315	-0.258	
6.160	-11.147	6.456	-0.303	
6.673	-8.075	5.508	-0.318	
7.187	-5.494	4.550	-0.311	
7.700	-3.396	3.636	-0.290	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉞ COMBO 2 : SVB14

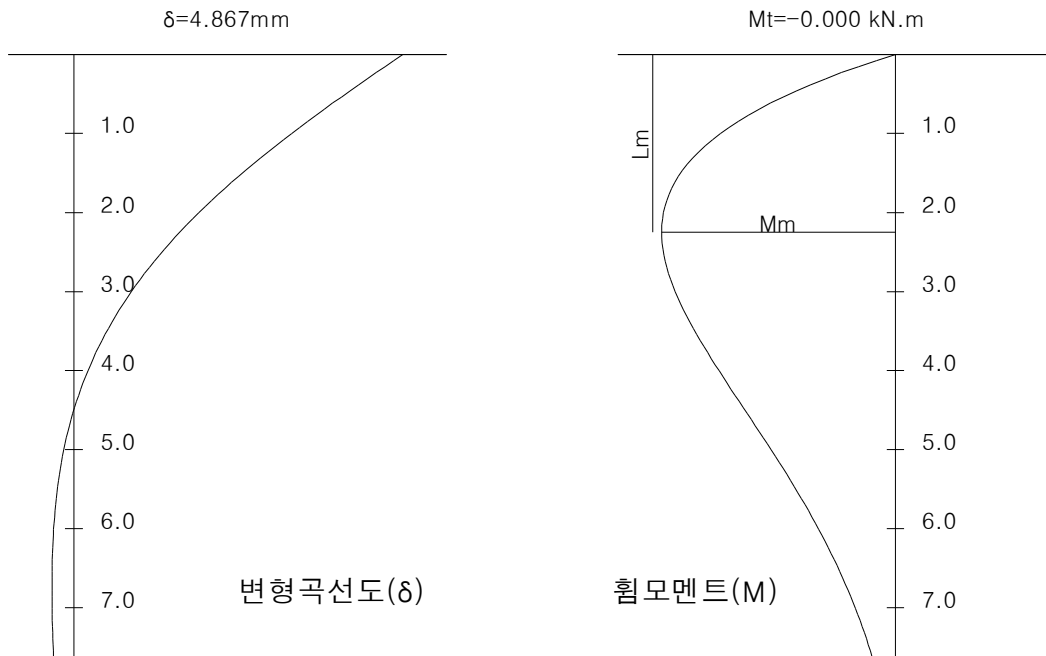
㉞ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -37.954 kN.m, 2.248 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.867 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.867 mm

㉞ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-41.134	4.867	
0.513	-17.554	-27.695	4.002	
1.027	-28.872	-16.817	3.183	
1.540	-35.226	-8.314	2.440	
2.053	-37.771	-1.927	1.789	
2.567	-37.517	2.638	1.239	
3.080	-35.322	5.685	0.788	
3.593	-31.889	7.508	0.430	
4.107	-27.776	8.378	0.157	
4.620	-23.409	8.535	-0.042	
5.133	-19.100	8.186	-0.179	
5.647	-15.062	7.502	-0.265	
6.160	-11.432	6.620	-0.311	
6.673	-8.281	5.649	-0.326	
7.187	-5.634	4.666	-0.319	
7.700	-3.483	3.729	-0.297	

㉞ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 3 : SVB14

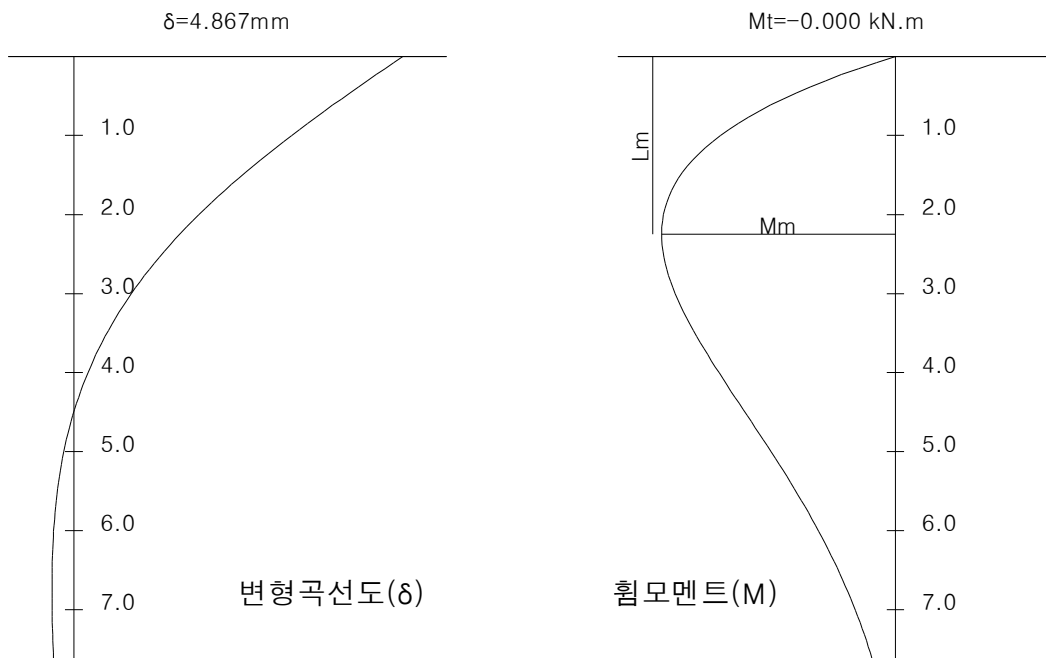
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -37.954 kN.m, 2.248 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.867 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.867 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-41.134	4.867	
0.513	-17.554	-27.695	4.002	
1.027	-28.872	-16.817	3.183	
1.540	-35.226	-8.314	2.440	
2.053	-37.771	-1.927	1.789	
2.567	-37.517	2.638	1.239	
3.080	-35.322	5.685	0.788	
3.593	-31.889	7.508	0.430	
4.107	-27.776	8.378	0.157	
4.620	-23.409	8.535	-0.042	
5.133	-19.100	8.186	-0.179	
5.647	-15.062	7.502	-0.265	
6.160	-11.432	6.620	-0.311	
6.673	-8.281	5.649	-0.326	
7.187	-5.634	4.666	-0.319	
7.700	-3.483	3.729	-0.297	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 4 : SVB22

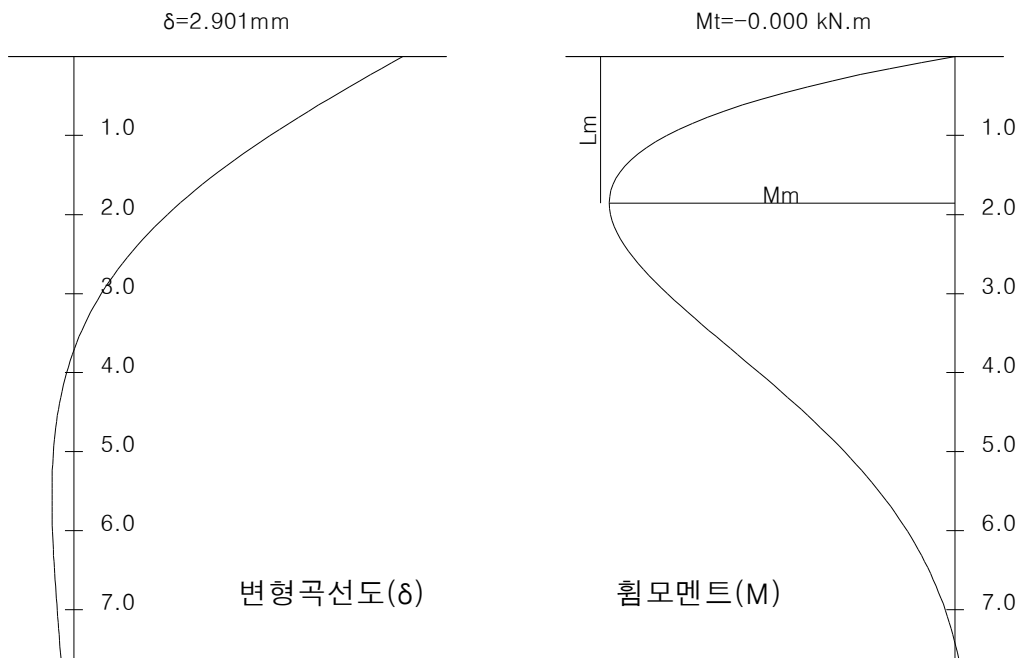
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -33.165 kN.m, 1.857 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.901 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.901 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-43.517	2.901	
0.513	-17.837	-26.654	2.280	
1.027	-28.037	-13.709	1.705	
1.540	-32.515	-4.284	1.203	
2.053	-32.948	2.146	0.786	
2.567	-30.727	6.148	0.457	
3.080	-26.956	8.274	0.209	
3.593	-22.468	9.022	0.032	
4.107	-17.855	8.822	-0.085	
4.620	-13.512	8.023	-0.154	
5.133	-9.673	6.897	-0.187	
5.647	-6.453	5.643	-0.194	
6.160	-3.877	4.403	-0.184	
6.673	-1.914	3.266	-0.164	
7.187	-0.498	2.281	-0.138	
7.700	0.457	1.470	-0.111	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉔ COMBO 2 : ULB08

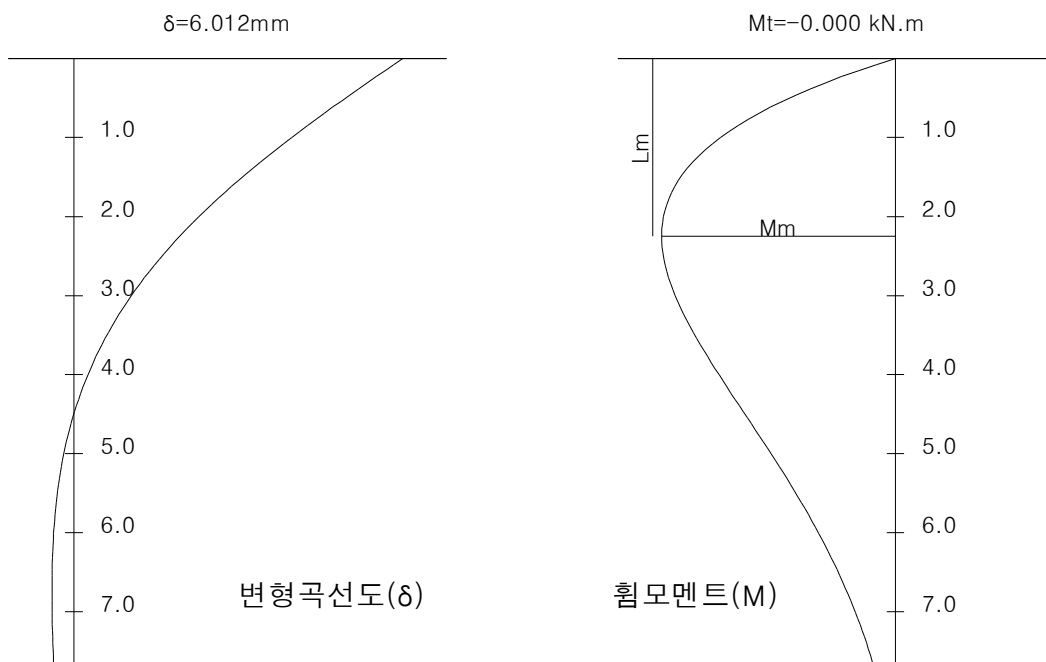
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -46.885 kN.m, 2.248 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.012 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.012 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-50.813	6.012	
0.513	-21.685	-34.212	4.944	
1.027	-35.667	-20.775	3.932	
1.540	-43.516	-10.271	3.014	
2.053	-46.659	-2.381	2.211	
2.567	-46.345	3.259	1.530	
3.080	-43.634	7.023	0.973	
3.593	-39.393	9.275	0.531	
4.107	-34.313	10.350	0.194	
4.620	-28.918	10.544	-0.052	
5.133	-23.595	10.112	-0.221	
5.647	-18.607	9.267	-0.327	
6.160	-14.122	8.178	-0.384	
6.673	-10.230	6.978	-0.403	
7.187	-6.960	5.764	-0.394	
7.700	-4.302	4.606	-0.367	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉞ COMBO 3 : UEB14

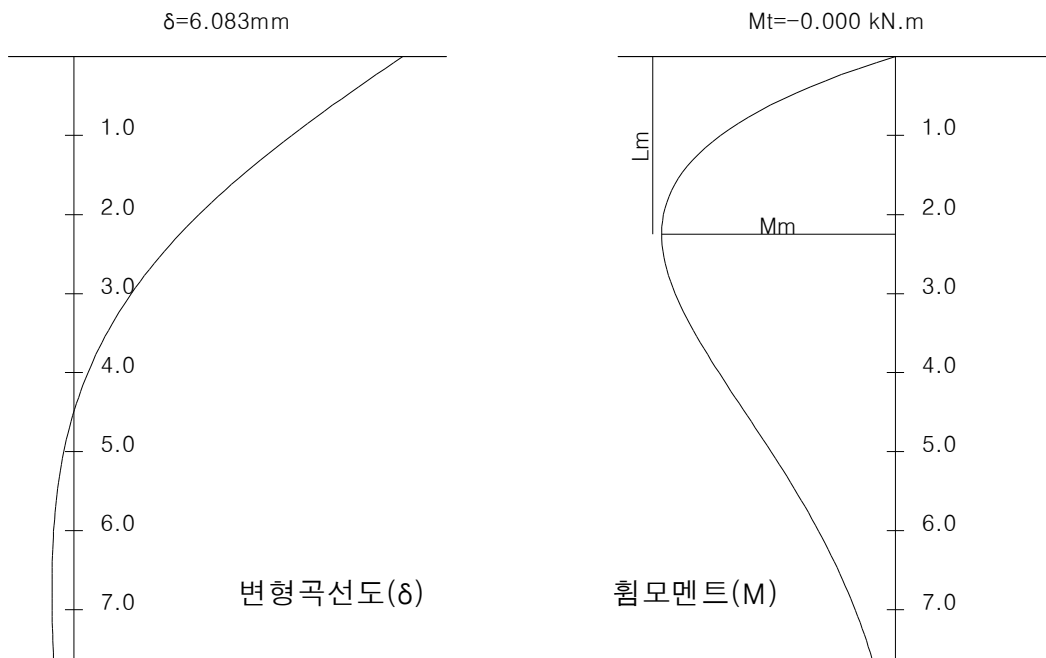
㉟ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -47.443 kN.m, 2.248 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.083 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.083 mm

㊱ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-51.417	6.083	
0.513	-21.942	-34.619	5.003	
1.027	-36.090	-21.022	3.979	
1.540	-44.033	-10.393	3.050	
2.053	-47.213	-2.409	2.237	
2.567	-46.896	3.298	1.549	
3.080	-44.153	7.107	0.984	
3.593	-39.862	9.386	0.537	
4.107	-34.720	10.473	0.196	
4.620	-29.262	10.669	-0.053	
5.133	-23.875	10.232	-0.224	
5.647	-18.828	9.377	-0.331	
6.160	-14.290	8.275	-0.388	
6.673	-10.351	7.061	-0.407	
7.187	-7.043	5.832	-0.399	
7.700	-4.353	4.661	-0.371	

㊲ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 4 : ULB22

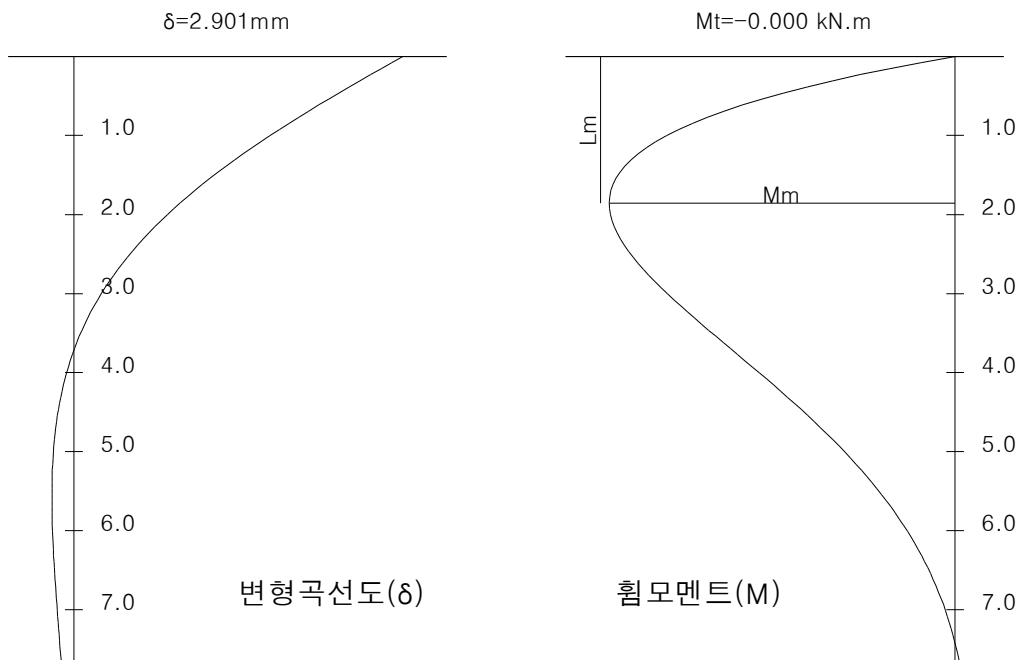
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -33.165 kN.m, 1.857 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.901 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.901 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-43.517	2.901	
0.513	-17.837	-26.654	2.280	
1.027	-28.037	-13.709	1.705	
1.540	-32.515	-4.284	1.203	
2.053	-32.948	2.146	0.786	
2.567	-30.727	6.148	0.457	
3.080	-26.956	8.274	0.209	
3.593	-22.468	9.022	0.032	
4.107	-17.855	8.822	-0.085	
4.620	-13.512	8.023	-0.154	
5.133	-9.673	6.897	-0.187	
5.647	-6.453	5.643	-0.194	
6.160	-3.877	4.403	-0.184	
6.673	-1.914	3.266	-0.164	
7.187	-0.498	2.281	-0.138	
7.700	0.457	1.470	-0.111	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



5) 말뚝의 안정성 검토

① 말뚝의 허용지지력 검토

가) 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 군말뚝의 영향 없음

$$Ra = 1/n \times Ru$$

Ra1 = 1730.000 kN (평상시) : 『지반조사보고서』 참조

Ra2 = 2595.000 kN (지진시) : 『지반조사보고서』 참조

나) 말뚝의 허용 수평변위 검토

평상시의 말뚝의 허용 수평변위 $\delta a = 15.000 > \delta = 4.8667 \text{ mm}$ 0.K

지진시의 말뚝의 허용 수평변위 $\delta a = 15.000 > \delta = 2.9012 \text{ mm}$ 0.K

다) 말뚝의 허용인발력

Pa1 = 102.086 kN (평상시) : 『지반조사보고서』 참조

Pa2 = 153.129 kN (지진시) : 『지반조사보고서』 참조

라) 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	658.596	290.362	1730.000	102.086	0.K
	HINGE	619.025	329.933	1730.000	102.086	0.K
COMBO 2	FIX	580.851	205.907	1730.000	102.086	0.K
	HINGE	540.237	246.521	1730.000	102.086	0.K
COMBO 3	FIX	580.851	205.907	1730.000	102.086	0.K
	HINGE	540.237	246.521	1730.000	102.086	0.K
COMBO 4	FIX	606.651	180.107	2595.000	153.129	0.K
	HINGE	573.511	213.247	2595.000	153.129	0.K

② 말뚝의 응력 검토

가) 말뚝의 이음과 장경비에 따른 허용응력의 감소율 검토

: 『도로교설계기준 해설(하부구조편)』 P223 참조

사용 PILE 본당 길이 : 15.00 m / 본

PILE 길이 : 7.80 m

이음개소수 : 0 개소

말뚝이음에 의한 허용응력 감소율 : 0.00%

장경비 (L/D) = 7.70/0.500 = 15.400 < 85 이므로 장경비에 따른 감소 없음.

따라서 허용응력의 총 감소율은 0.00% 적용

나) 말뚝의 휨응력 검토

말뚝타설시 항타로 인한 말뚝머리 파손이나 지지지반의 불균등 등으로 인하여 부득이 말뚝머리를 절단해야하는 경우가 있다. 이때 PC말뚝인 경우에는 절단된 위치로부터 일정구간까지

이미 도입된 프리스트레스가 감소하게 된다. 『깊은기초. 한국지반공학회 저』 7.5.2.2

허용 휨압축응력 f_{ca} = 28.000 MPa (평상시)

= 42.000 MPa (지진시)

허용 휨인장응력 f_{ta} = 0.000 MPa (평상시)

= -5.000 MPa (지진시)

★ 지중에 M_{max} 가 발생하는 경우

$$f = f_{ce1} \pm M/Z_e + V/A_e$$

$$= 4.104 \pm M / 9906000.0 + V / 108500.0$$

★ 두부에 M_{max} 가 발생하는 경우

$$f = f_{ce2} \pm M/Z_e + V/A_e$$

$$= 0.000 \pm M / 9906000.0 + V / 108500.0$$

구 분		V(kN)	M(kN.m)	f_c	f_{ca}	f_t	f_{ta}	비 고
COMBO 1	FIX	658.596	51.442	11.263	28.00	0.877	0.00	0.K
	HINGE	619.025	37.010	13.545	28.00	6.073	0.00	0.K
COMBO 2	FIX	580.851	52.798	10.683	28.00	0.024	0.00	0.K
	HINGE	540.237	37.954	12.915	28.00	5.252	0.00	0.K
COMBO 3	FIX	580.851	52.798	10.683	28.00	0.024	0.00	0.K
	HINGE	540.237	37.954	12.915	28.00	5.252	0.00	0.K
COMBO 4	FIX	606.651	43.082	9.940	42.00	1.242	-5.00	0.K
	HINGE	573.511	33.165	12.738	42.00	6.042	-5.00	0.K

다) 말뚝의 전단응력 검토

$$\tau_{sa} = 0.850 \text{ MPa (평상시)}$$

$$= 1.250 \text{ MPa (지진시)}$$

$$\tau = \alpha \times H_o / A_p$$

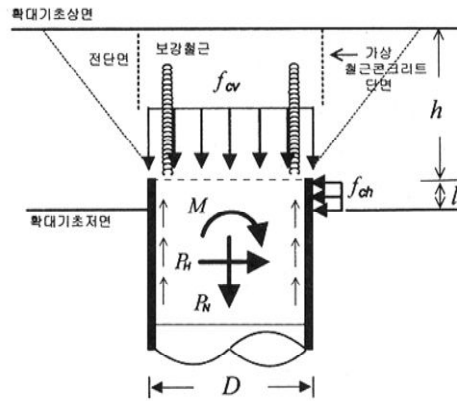
$$\alpha = 4 \times (D^2 + D \times d + d^2) / (3 \times (D^2 + d^2))$$

$$= 4 \times (500.0^2 + 500.0 \times 340.0 + 340.0^2) / (3 \times (500.0^2 + 340.0^2))$$

$$= 1.953 : \text{전단형상계수}$$

구 분		H(kN)	τ	τ_{sa}	비 고
COMBO 1	FIX	40.111	0.722	0.850	0.K
	HINGE	40.111	0.722	0.850	0.K
COMBO 2	FIX	41.134	0.741	0.850	0.K
	HINGE	41.134	0.741	0.850	0.K
COMBO 3	FIX	41.134	0.741	0.850	0.K
	HINGE	41.134	0.741	0.850	0.K
COMBO 4	FIX	43.517	0.783	1.250	0.K
	HINGE	43.517	0.783	1.250	0.K

6) 말뚝과 확대기초의 결합부 검토



① 압입력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수직지압응력

$$f_{cv} = \frac{P_{Nmax}}{\frac{\pi}{4} D^2} \leq f_{ca}$$

f_{ck} : 콘크리트의 설계기준강도(MPa)

P_{Nmax} : 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)

$$\begin{aligned} f_{cv} &= 658595.7 / (\pi/4 \times 500^2) \\ &= 3.354 \text{ MPa} \leq f_{ca} = 6.750 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

* 수직지압응력(f_{cv}) 검토 (지진시)

$$\begin{aligned} f_{cv} &= 606651.1 / (\pi/4 \times 500^2) \\ &= 3.090 \text{ MPa} \leq f_{ca'} = 8.978 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

b. 확대기초 콘크리트의 압발전단응력

$$\tau_v = \frac{P_{N \max}}{\pi(D+h)h} \leq \tau_{a3}$$

τ_{a3} : 상시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) , (해설표 참조)

$\tau_{a3'}$: 지진시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) , (해설표 참조)

h : 확대기초의 유효두께 (mm)

-해설 표. 확대기초의 허용수직압발전단응력, τ_{a3} (MPa)

콘크리트의 설계기준강도 f_{ck}		21	24	27	30
허용압발 전단응력	상시 (τ_{a3})	0.85	0.90	0.95	1.00
	지진시 ($\tau_{a3'}$)	1.131	1.197	1.264	1.330

* 압발전단응력(τ_v) 검토 (상시)

$$\begin{aligned} \tau_v &= 658595.7 / \{ \pi \times (500 + 1900) \times 1900 \} \\ &= 0.046 \text{ MPa} \leq \tau_{a3} = 0.950 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

* 압발전단응력(τ_v) 검토 (지진시)

$$\begin{aligned} \tau_v &= 606651.1 / \{ \pi \times (500 + 1900) \times 1900 \} \\ &= 0.042 \text{ MPa} \leq \tau_{a3'} = 1.264 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 인발력에 대한 검토

원칙적으로 인발력에 대한 검토는 하지 않아도 된다. [도로교 설계기준 해설(하부구조편) P292]

③ 수평력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수평지압응력

$$f_{ch} = \frac{P_{H \max}}{D \cdot l} \leq f_{ca}$$

$P_{H \max}$: 상시와 지진시, 말뚝머리에 작용하는 최대 말뚝축직각방향력 (N)

l : 말뚝의 매입길이 = 100 mm

* 수평지압응력(f_{ch}) 검토 (상시)

$$\begin{aligned} f_{ch} &= 41133.933 / (500 \times 100) \\ &= 0.823 \text{ MPa} \leq f_{ca} = 6.750 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

* 수평지압응력(f_{ch}) 검토 (지진시)

$$\begin{aligned} f_{ch} &= 43517.333 / (500 \times 100) \\ &= 0.870 \text{ MPa} \leq f_{ca'} = 8.978 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

b. 확대기초 단부 말쪽에 대한 수평압발전단응력

$$\tau_h = \frac{P_{Hmax}}{h'(2l + D + 2h')} \leq \tau_{a3}$$

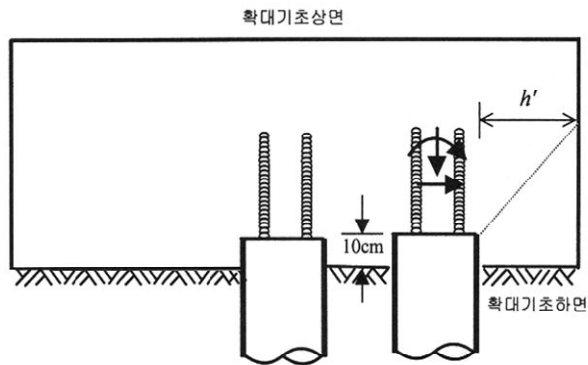
h' : 수평방향의 압발전단에 저항하는 확대기초의 유효두께 (m)

* 수평압발전단응력(f_{ch}) 검토 (상시)

$$\begin{aligned} \tau_h &= 41133.933 / \{400 \times (200 + 500 + 800)\} \\ &= 0.069 \text{ MPa} \leq \tau_{a3} = 0.950 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

* 수평압발전단응력(f_{ch}) 검토 (지진시)

$$\begin{aligned} \tau_h &= 43517.333 / \{400 \times (200 + 500 + 800)\} \\ &= 0.073 \text{ MPa} \leq \tau_{a3'} = 1.264 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$



④ 철근정착

$$L_o = \frac{f_{sa1} A_{st}}{\tau_{oa} U}$$

f_{sa1} : 이형철근의 허용인장응력 (MPa) , (해설표 참조)

A_{st} : 이형철근의 공칭단면적 (mm^2) , (해설표 참조)

U : 이형철근의 공칭둘레길이 (mm)

τ_{oa} : 콘크리트의 허용부착응력 (MPa) , (해설표 참조)

$d1$: 이형철근의 공칭지름 (mm)

- 해설 표. 이형철근의 허용응력, f_{sa1} (MPa)

철근의 종류	SD30	SD35	SD40
인장 및 압축응력	150	175	180

- 해설 표. 이형철근의 표준치수

철근의 종류, D(mm)	D19	D22	D25	D29	D32
공칭지름, $d1$ (mm)	19.1	22.2	25.4	28.6	31.8
공칭단면적, $A_{st}(\text{mm}^2)$	286.5	387.1	506.7	642.4	794.2
공칭둘레, U(mm)	60.0	70.0	80.0	90.0	100.0

- 해설 표. 콘크리트의 허용부착응력, τ_{oa} (MPa)

콘크리트의 설계기준강도 (f_{ck})	21.0	24.0	27.0	30.0
이형철근과 콘크리트의 허용부착응력 (τ_{oa})	1.4	1.6	1.7	1.8

★ 철근의 정착길이

일반적으로, $L_o \geq L_{\min} = 35d1$ 로 하는 것이 좋다. $L_{\min} = 35 \times 19.1 = 668.5 \text{ mm}$

$$L_o = 150.000 \times 286.500 / (1.700 \times 60.000) = 421.324 (\leq 668.500) \\ = 668.5 (\text{mm})$$

이때, 정착길이는 다음을 만족하여야 한다.

$$L \geq L_o + D/2 = 668.5 + 500/2 = 918.5 \text{ mm}$$

⑤ 확대기초 속에 말뚝머리부분의 매입길이는 최소한 100 mm로 한다.

⑥ 연직 지압강도에 대한 검토 (콘 · 설 · 해 6.8 지압강도)

$$\phi V_n = \phi(0.85 f_{ck} A_1)$$

A1 : 재하면적 (mm²)

A2 : 지지면적 (mm²)

★ 연직지압강도

$$\begin{aligned}\phi V_n &= 0.700 \times (0.85 \times 27.0 \times 196349.5) \\ &= 3154355.374 \text{ N} \geq P_{N\max} = 851795.602 \text{ N} \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

⑦ PUNCHING 전단강도에 대한 검토 (콘 · 설 · 해 7.12.2 2방향 거동에 대한 전단강도)

$$\phi V_n = \phi \left(\frac{1}{3} \sqrt{f_{ck}} \cdot b_p \cdot d \right)$$

d : 유효깊이 (말뚝위치의 단면두께 - 저판에서의 철근덮개)

b_p : $\pi \times$ (말뚝직경 + d)

★ PUNCHING 전단강도

$$\begin{aligned}\phi V_n &= 0.800 \times \left(\frac{1}{3} \times \sqrt{27.0} \times 7382.7 \times 1850 \right) \\ &= 18925182.566 \text{ N} \geq P_{N\max} = 851795.602 \text{ N} \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

오창JCT R-D P5 두부보강

- 설계조건

1. PHC말뚝 제원

말뚝직경 (D) : 500 mm

말뚝두께 (t) : 80 mm

* 말뚝두부는 콘크리트 내부에 근입되므로 부식치는 고려하지 않음

2. 확대기초 콘크리트 제원

단면두께 (H) : 2300 mm

말뚝매입길이(l) : 100 mm

수직유효두께(h) : 2200 mm

수평유효두께(h') : 400 mm 최외곽의 말뚝중심에서 기초 연단까지의 거: 650 mm

설계기준강도(f_{ck}) : 27 MPa

지압응력면적비 ($\sqrt{A_2 / A_1}$) : 1

콘크리트 허용수직지압응력(f_{ca}) : 6.75 MPa 상시 / 8.98 MPa 지진시

콘크리트 압발(펀칭) 전단응력(τ_{a3}) : .95 MPa 상시 / 1.26 MPa 지진시

콘크리트 허용부착응력(v_{oa}) : 1.70 MPa 상시 / 2.26 MPa 지진시

3. 보강철근 제원

보강철근의 종류 : H16(SD40) 보강철근 적용수량 8 개

보강철근 1개의 공칭단면적(A_{st}) : 198.6 mm² 보강철근량(A_s) : 1588.8 mm²

보강철근 1개의 공칭직경(d) : 15.9 mm

보강철근 1개의 공칭둘레(U) : 50 mm

보강철근의 허용인장응력(f_{sa}) : 180.0 MPa 상시 / 239.4 MPa 지진시

4. 말뚝머리에 작용하는 하중

① 평상시

최대수직력(PNmax) : 658.596 kN

최소수직력(PNmin) : 184.673 kN

최대수평력(Hmax) : 41.134 kN

최대휨모멘트(Mmax) : 13.545 kN-m

② 지진시

최대수직력(PNmax) : 668.316 kN

최소수직력(PNmin) : 118.442 kN

최대수평력(Hmax) : 43.517 kN

최대휨모멘트(Mmax) : 13.024 kN-m

* 말뚝머리 작용하중은 도로교설계기준에 명시된 변위법에 의거함

- 구조계산결과

1. 확대기초에 대한 검토

1) 수직력에 대한 검토

① 기초 콘크리트의 수직방향 지압응력

a. 평상시

$$\begin{aligned} f_{cv} &= P_{nmax} / (\pi \times D^2 / 4) \leq f_{ca} \\ &= 658.6 / (\pi \times 0.5^2 / 4) \\ &= 3.35 \text{ MPa} \leq 6.75 \text{ MPa} \quad 0.K \end{aligned}$$

b. 지진시

$$\begin{aligned} f_{cv} &= P_{nmax} / (\pi \times D^2 / 4) \leq f_{ca} \\ &= 668.32 / (\pi \times 0.5^2 / 4) \\ &= 3.40 \text{ MPa} \leq 8.98 \text{ MPa} \quad 0.K \end{aligned}$$

② 기초 콘크리트의 수직방향 압발(편칭) 전단응력

a. 평상시

$$\begin{aligned} \tau_v &= P_{nmax} / (\pi \times (D + h) \times h) \leq \tau_{a3} \\ &= 658.6 / (\pi \times (0.5 + 2.2) \times 2.2) \\ &= .04 \text{ MPa} \leq .95 \text{ MPa} \quad 0.K \end{aligned}$$

b. 지진시

$$\begin{aligned} \tau_v &= P_{nmax} / (\pi \times (D + h) \times h) \leq \tau_{a3} \\ &= 668.32 / (\pi \times (0.5 + 2.2) \times 2.2) \\ &= .04 \text{ MPa} \leq 1.26 \text{ MPa} \quad 0.K \end{aligned}$$

2) 수평력에 대한 검토

① 기초 콘크리트의 수평방향 지압응력

a. 평상시

$$\begin{aligned} f_{ch} &= H_{max} / (D \times l) \leq f_{ca} \\ &= 41.134 / (0.5 \times 0.1) \\ &= .82 \text{ MPa} \leq 6.75 \text{ MPa} \quad 0.K \end{aligned}$$

b. 지진시

$$\begin{aligned} f_{ch} &= H_{max} / (D \times l) \leq f_{ca} \\ &= 43.517 / (0.5 \times 0.1) \\ &= .87 \text{ MPa} \leq 8.98 \text{ MPa} \quad 0.K \end{aligned}$$

② 기초 콘크리트의 수평방향 압발(편칭) 전단응력

a. 평상시

$$\begin{aligned}\tau_h &= H_{\max} / (h' \times (2l + D + 2h')) \leq \tau_{a3} \\ &= 41.134 / (0.4 \times (2 \times 0.1 + 0.5 + 2 \times 0.4)) \\ &= .07 \text{ MPa} \leq .95 \text{ MPa} \quad 0.K\end{aligned}$$

b. 지진시

$$\begin{aligned}\tau_h &= H_{\max} / (h' \times (2l + D + 2h')) \leq \tau_{a3} \\ &= 43.517 / (0.4 \times (2 \times 0.1 + 0.5 + 2 \times 0.4)) \\ &= .07 \text{ MPa} \leq 1.26 \text{ MPa} \quad 0.K\end{aligned}$$

2. 가상철근 콘크리트 단면의 응력검토

1) 이론식

콘크리트의 응력은 원형 단주의 응력계산식을 이용하여 다음과 같이 구한다.

$$f_c = (M' / r^3) C \leq f_{ca} (= 0.4f_{ck}) \quad - \text{식(1)}$$

단, 콘크리트의 휨압축응력계수(C)는 다음과 같다.

$$C = \frac{1 - \cos \phi}{2\sin^3 \phi / 3 - \phi \cos \phi + \sin \phi \cos^2 \phi + \phi / 4 - k} \quad - \text{식(2)}$$

$$k = \sin \phi \cos \phi / 4 + \sin^3 \phi \cos \phi / 6 - \pi n p (0.5(rs/r)^2 - \cos \phi)$$

위 식에서 ϕ 는 아래의 식에서 구한다.

① 말뚝머리에 작용하는 축방향력, $P \neq 0$ 인 경우

$$e/r = \frac{1/4 - \sin \phi \cos \phi (5/12 - \cos^2 \phi / 6) + 0.5 \pi n p (rs/r)^2}{\sin \phi (2 + \cos^2 \phi) / 3 - \phi \cos \phi - \pi n p \cos \phi} \quad - \text{식(3)}$$

② 말뚝머리에 작용하는 축방향력, $P=0$ 인 경우

$$0 = \sin \phi (2 + \cos^2 \phi) / 3 - \phi \cos \phi - \pi n p \cos \phi \quad - \text{식(4)}$$

단, $0 \leq \phi \leq \cos(-rs/r)$

그리고 보강철근의 응력은 다음과 같이 구한다.

$$f_s = (M/r^3) S \times n \leq f_{sa} \quad - \text{식(5)}$$

단, 보강철근의 휨인장응력계수(S)는 다음과 같다.

$$S = C \times \frac{rs/r + \cos \phi}{1 - \cos \phi} \quad - \text{식(6)}$$

2) 최대 수직력과 최대 휨모멘트의 조합하중

a. 평상시

$$P_{nmax} = 658.60 \text{ kN}$$

$$M_{max} = 13.55 \text{ kN-m}$$

$$r \text{ (가상 단면의 반경)} = D/2 + 100 \text{ mm} = 270 \text{ mm}$$

$$r_s \text{ (가상단면 중심에서 보강철근 중심까지의 거리)} = r - (30+100+80) = 60 \text{ mm}$$

$$r_s/r = 0.222$$

$$e = M / P = 13.545 / 658.596 = 20.57 \text{ mm}$$

$$e / r = 0.076$$

$$n = 15, \quad A_s = 1588.8 \text{ mm}^2 \quad (\text{H16(SD40)} \times 8 \text{ 개})$$

$$\rho \text{ (가상단면 철근비)} = A_s / (\pi \times r^2) = 1588.8 / (\pi \times 270^2) = 0.00694$$

$$\rho_p = 15 \times 0.00693732 = 0.1041$$

$$r_s / r = 0.222, \quad e/r = 0.076 \quad \text{이므로}$$

식(2) 및 (6)에 의해

$$C = 0.5217$$

$$M' = M_{max} + P_{nmax} \times r = 13.55 + 658.60 \times 0.27 = 191.366 \text{ kN-m}$$

따라서 콘크리트 휨압축응력은

$$f_c = M' / r^3 C = 191366000 / 270^3 \times 0.5217 = 5.07 \text{ MPa} \leq 10.80 \text{ MPa} \quad \text{O.K}$$

b. 지진시

$$P_{nmax} = 668.32 \text{ kN}$$

$$M_{max} = 13.02 \text{ kN-m}$$

$$r \text{ (가상 단면의 반경)} = D/2 + 100 \text{ mm} = 270 \text{ mm}$$

$$r_s \text{ (가상단면 중심에서 보강철근 중심까지의 거리)} = r - (30+100+80) = 60 \text{ mm}$$

$$r_s/r = 0.222$$

$$e = M / P = 13.02 / 668.32 = 19.49 \text{ mm}$$

$$e / r = 0.072$$

$$n = 15, \quad A_s = 1588.8 \text{ mm}^2 \quad (\text{H16(SD40)} \times 8 \text{ 개})$$

$$\rho \text{ (가상단면 철근비)} = A_s / (\pi \times r^2) = 1588.8 / (\pi \times 270^2) = 0.00693732$$

$$\rho_p = 15 \times 0.00693732 = 0.1041$$

$$r_s / r = 0.222, \quad e/r = 0.072 \quad \text{이므로}$$

식(2) 및 (6)에 의해

$$C = 0.5217$$

$$M' = M_{max} + P_{nmax} \times r = 13.02 + 668.32 \times 0.27 = 193.469 \text{ kN-m}$$

따라서 콘크리트 휨압축응력은

$$f_c = M' / r^3 C = 193469000 / 270^3 \times 0.5217 = 5.13 \text{ MPa} \leq 14.36 \text{ MPa} \quad \text{O.K}$$

3) 최소수직력과 최대휨모멘트의 조합하중

a. 평상시

$$P_{nmin} = 184.67 \text{ kN}$$

$$M_{max} = 13.55 \text{ kN-m}$$

$$r (\text{가상 단면의 반경}) = D/2 + 100 \text{ mm} = 270 \text{ mm}$$

$$r_s (\text{가상단면 중심에서 보강철근 중심까지의 거리}) = r - (30+100+80) = 60 \text{ mm}$$

$$r_s/r = 0.222$$

$$e = M / P = 13.55 / 184.67 = 73.35 \text{ mm}$$

$$e / r = 0.272$$

$$n = 15, \quad A_s = 1588.8 \text{ mm}^2 \quad (\text{H16(SD40)} \times 8 \text{ 개})$$

$$\rho (\text{가상단면 철근비}) = A_s / (\pi \times r^2) = 1588.8 / (\pi \times 270^2) = 0.00693732$$

$$\rho_p = 15 \times 0.00693732 = 0.1041$$

$$r_s / r = 0.222, \quad e/r = 0.272 \quad \text{이므로}$$

식(2) 및 (6)에 의해

$$C = 0.5217, \quad S = -0.151$$

$$M' = M_{max} + P_{nmax} \times r = 13.55 + 184.67 \times 0.27 = 63.41 \text{ kN-m}$$

따라서 콘크리트 휨압축응력은

$$f_c = M' / r^3 C = 63407000 / 270^3 \times 0.5217 = 1.68 \text{ MPa} \leq 10.80 \text{ MPa} \quad \text{O.K.}$$

보강철근의 휨인장응력

$$f_s = M' / r^3 S n = 63407000 / 270^3 \times -0.151 \times 15 = -7.31 \text{ MPa} \leq 180.00 \text{ MPa} \quad \text{O.K.}$$

b. 지진시

$$P_{nmin} = 118.44 \text{ kN}$$

$$M_{max} = 13.02 \text{ kN-m}$$

$$r (\text{가상 단면의 반경}) = D/2 + 100 \text{ mm} = 270 \text{ mm}$$

$$r_s (\text{가상단면 중심에서 보강철근 중심까지의 거리}) = r - (30+100+80) = 60 \text{ mm}$$

$$r_s/r = 0.222$$

$$e = M / P = 13.02 / 118.44 = 109.96 \text{ mm}$$

$$e / r = 0.407$$

$$n = 15, \quad A_s = 1588.8 \text{ mm}^2 \quad (\text{H16(SD40)} \times 8 \text{ 개})$$

$$\rho (\text{가상단면 철근비}) = A_s / (\pi \times r^2) = 1588.8 / (\pi \times 270^2) = 0.00693732$$

$$\rho_p = 15 \times 0.00693732 = 0.1041$$

$$r_s / r = 0.222, \quad e/r = 0.407 \quad \text{이므로}$$

식(2) 및 (6)에 의해

$$C = 2.1843, \quad S = 1.9601$$

$$M' = M_{max} + P_{nmax} \times r = 13.02 + 118.44 \times 0.27 = 45.00 \text{ kN-m}$$

따라서 콘크리트 휨압축응력은

$$f_c = M' / r^3 C = 45003000 / 270^3 \times 2.1843 \\ = 4.99 \text{ MPa} \leq 14.36 \text{ MPa} \quad 0.K$$

보강철근의 휨인장응력

$$f_c = M' / r^3 S_n = 45003000 / 270^3 \times 1.9601 \times 15 \\ = 67.22 \text{ MPa} \leq 239.40 \text{ MPa} \quad 0.K$$

3. 보강철근의 정착길이

1) 사용철근 : H16(SD40) × 8 개

2) 정착길이 산정 : 다음중 큰 값을 정착길 이로 한다.

$$Ld1 = f_{sa} \times A_{st} / (v_{oa} \times U) = 180 \times 198.6 / (1.7 \times 50) = 420.6 \text{ mm}$$

$$Ld2 = 35d = 35 \times 15.9 = 556.5 \text{ mm}$$

정착길이는 556.5 mm 이상이어야 함

3) 말뚝머리속채움 콘크리트에 매설되는 보강철근 길이 산정

$$L_i = L_o + 500p = 557 + 50 \times 9 = 1007 \text{ mm}$$

매설길이는 1007 mm 이상이어야 함

교각 P6

목 차

1. 설 계 흐 름 도
2. 해석결과 요약
 - * 말뚝 안정성검토 및 응력검토
 - * 기둥의 단면 설계
 - * 단면 설계
 - * 사용성 검토
3. 설 계 조 건
 - 3.1 일반사항
 - 3.2 하중
 - 3.3 지반조건
 - 3.4 사용재료 강도
 - 3.5 설계방법
 - 3.6 참고문헌
4. 단 면 가 정
5. 하 중 계 산
6. 구 조 해 석
 - 6.1 해석모델링
 - 6.2 절점좌표
 - 6.3 단면제원
 - 6.4 하중재하도
7. 해 석 결 과 집 계
 - 7.1 하중별 부재력 집계
 - 7.2 사용하중 조합시 부재력 집계
 - 7.3 계수하중 조합시 부재력 집계
8. 두 부 보 설 계
 - 8.1 내민보의 설계 : 좌측
 - 8.2 내민보의 설계 : 우측
 - 8.3 교량받침 위치 검토

9. 기 동 설 계

- 9.1 교축직각 방향
- 9.2 교축 방향
- 9.3 합성 부재력
- 9.4 기둥의 전단설계

10. 기 초 설 계

- 10.1 교축직각 방향
- 10.2 교축방향

11. 기초 2방향전단(편칭) 검토

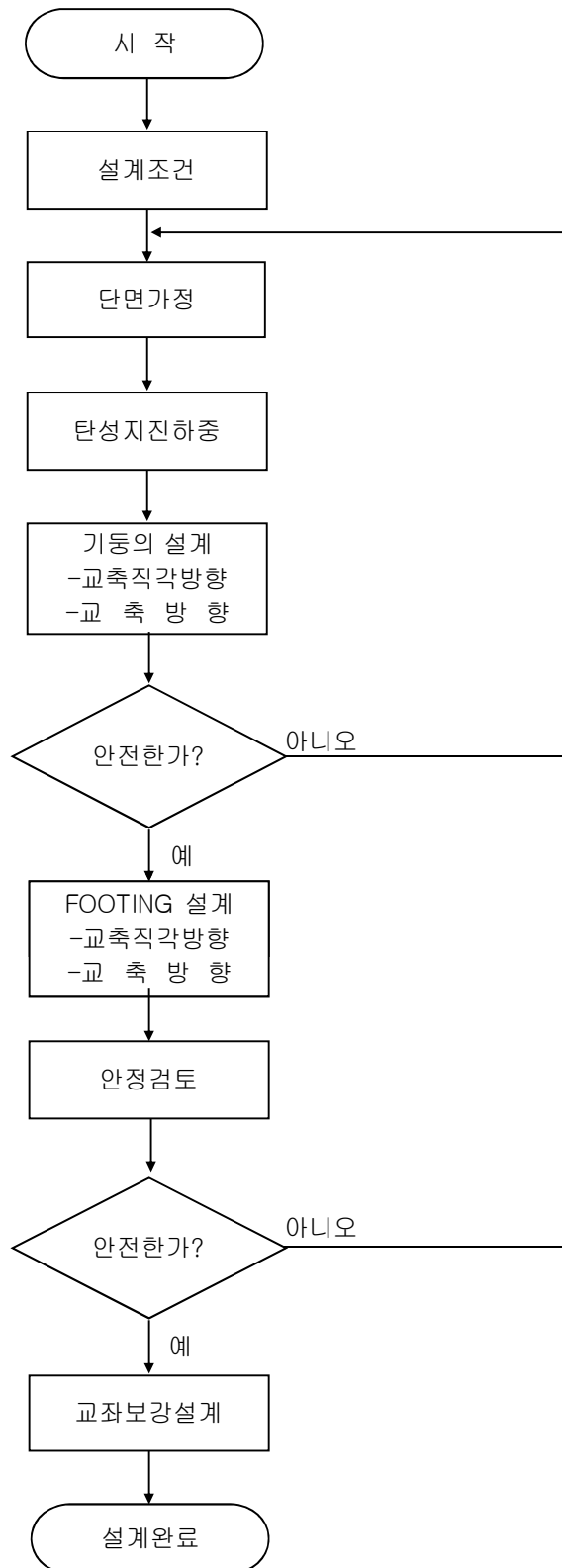
12. 교 량 받 침 부 검 토

- 12.1 받침 연단거리 검토
- 12.2 최소 받침지지 길이 검토
- 12.3 교량받침 수직력, 수평력 검토
- 12.4 교량받침 보강 철근 검토
- 12.5 교량받침 하면 보강
- 12.6 교량받침 콘크리트 보강

13. PILE 교축직각방향 검토

14. PILE 교축방향 검토

1. 설계흐름도



2. 해석결과 요약

▣ 말뚝 안정성검토 및 응력검토

구 분			허용값	발생값	비 고
교축방향	평상시	허용지지력(kN/EA)	785.000	642.741	0.K
		허용인발력(kN/EA)	340.400	-	0.K
		휨 응력(MPa)	28.000	12.619	0.K
		전단응력(MPa)	0.850	0.548	0.K
		수평변위(mm)	15.000	3.604	0.K
	지진시	허용지지력(kN/EA)	1177.500	580.392	0.K
		허용인발력(kN/EA)	510.600	-	0.K
		휨 응력(MPa)	42.000	12.253	0.K
		전단응력(MPa)	1.250	0.714	0.K
		수평변위(mm)	15.000	2.645	0.K
교축직각 방향	평상시	허용지지력(kN/EA)	785.000	660.132	0.K
		허용인발력(kN/EA)	340.400	-	0.K
		휨 응력(MPa)	28.000	12.512	0.K
		전단응력(MPa)	0.850	0.485	0.K
		수평변위(mm)	15.000	3.187	0.K
	지진시	허용지지력(kN/EA)	1177.500	581.978	0.K
		허용인발력(kN/EA)	510.600	-	0.K
		휨 응력(MPa)	42.000	12.421	0.K
		전단응력(MPa)	1.250	0.748	0.K
		수평변위(mm)	15.000	2.770	0.K

▣ 기둥의 단면 설계

단면위치		P _{use}	P _u (kN)	φ P _n (kN)	안전도	비 고
교축방향	축력최대	0.011	14597.699	47731.934	3.270	0.K
	모멘트최대	0.011	12183.314	22622.494	1.857	0.K
	탄성설계	0.011	7645.756	27660.457	3.618	0.K
	편심최대	0.011	7263.468	16132.273	2.221	0.K
교축직각방향	축력최대	0.011	14597.699	47731.934	3.270	0.K
	모멘트최대	0.011	12183.314	15744.136	1.292	0.K
	탄성설계	0.011	7645.756	21309.251	2.787	0.K
	편심최대	0.011	9420.998	12483.445	1.325	0.K
합성부재력	축력최대	0.011	14597.699	47731.934	3.270	0.K
	모멘트최대	0.011	12183.314	17209.151	1.413	0.K
	탄성설계	0.011	7645.756	18472.109	2.416	0.K
	편심최대	0.011	7263.468	10061.528	1.385	0.K
	모멘트최대	0.011	12183.314	15708.653	1.289	0.K
	편심최대	0.011	9420.998	10378.798	1.102	0.K

■ 단면 설계

단면위치		깊이 (mm)	피복 (mm)	Req.As (mm ²)	Use.As (mm ²)	Mu(kN.m)	ΦMn(kN.m)	안전도	비 고
두 부 보	좌측내민보	2499.5	100.0	17170.165	21281.400	-	-	1.239	0.K
	우측내민보	2499.5	100.0	19628.090	21281.400	-	-	1.084	0.K
	좌측내민보수	2700.0	100.0	572.479	4385.100	505.683	3853.634	7.621	0.K
	우측내민보수	2700.0	100.0	572.085	4385.100	505.335	3853.634	7.626	0.K
	교량받침1	1789.9	100.0	665.856	3040.200	382.096	1736.670	4.545	0.K
	교량받침5	2133.4	100.0	2559.177	10134.000	1711.150	6604.267	3.860	0.K
	교량받침2	2618.1	100.0	9549.258	21281.400	7913.202	17361.306	2.194	0.K
	교량받침3	2543.2	100.0	11976.416	21281.400	9587.750	16819.569	1.754	0.K
	교량받침6	1956.4	100.0	5005.259	10134.000	3018.027	5994.285	1.986	0.K
	교량받침4	1572.4	100.0	951.885	21281.400	459.361	9795.213	21.324	0.K
기 초	교축방향	2000.0	150.0	14030.364	24387.300	8750.322	15113.689	1.727	0.K
	교직-지점부	2000.0	150.0	19450.318	32762.400	12061.799	20118.262	1.668	0.K

■ 사용성 검토

단면위치		인장응력 (fs)	허용응력 (fsa)	철근간격(S)	최대간격(Sq)	비 고
두 부 보	좌측내민보	119.280	180.000	128.571	441.461	0.K
	우측내민보	173.136	180.000	128.571	236.096	0.K
	좌측내민보수평	45.766	180.000	192.270	1376.577	0.K
	우측내민보수평	45.734	180.000	192.270	1377.525	0.K
	교량받침1	109.930	180.000	450.000	497.614	0.K
	교량받침5	57.883	180.000	132.500	1088.398	0.K
	교량받침2	101.186	180.000	128.571	559.520	0.K
	교량받침3	151.308	180.000	128.571	301.711	0.K
	교량받침6	153.369	180.000	132.500	294.719	0.K
	교량받침4	21.811	180.000	128.571	2888.438	0.K
기 초	교축방향	158.924	180.000	123.810	148.019	0.K
	교직-지점부	162.688	180.000	127.451	145.304	0.K

3. 설 계 조 건

3.1 일 반 사 항

1) 구 조 형 식	: T형 교각
2) 상 부 형 식	: IPC GIRDER
3) 교 량 등 급	: 1 등교
4) 기 초 형 식	: 말뚝기초

3.2 하 중

1) 철근콘크리트의 단위중량	: $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$	[도로교 설계기준 2.1.2]
2) 기초지반의 단위중량	: $\gamma_{s2} = 20 \text{ kN/m}^3$	[도로교설계요령 제2권 P366]
3) 교량받침 마찰계수	: $f_s = 0.15$	

3.3 지 반 조 건

1) 기초지반의 N치	: $N = 7$	
2) 기초지반의 내부마찰각	: $\phi_2 = 25.247^\circ$	; $15 + \sqrt{15N}$
3) 기초지반의 점착력	: $C = 0 \text{ kN/m}^2$	
4) 기초지반의 마찰계수	: $\mu = 0.303$	; $\text{TAN}(\frac{\phi_2}{90} \cdot \phi_2)$: 흙과 콘크리트
5) 지반 가속도 계수	: $A = 0.154$	; 위험도 계수 x 지진구역계수
- 내진 등급	: I 등급	- 위험도 계수 : 1.4 [도로교 설계기준 6.3.1]
- 지진 구역	: I 구역	- 지진구역 계수 : 0.11

3.4 사 용 재 료 강 도

1) 콘크리트 설계기준 강도	: $f_{ck} =$	두부보: 27 MPa	
		기둥: 27 MPa	
		기초: 27 MPa	
- 탄성계수	: $E_c =$	두부보: 27804 MPa	
		기둥: 27804 MPa	
		기초: 27804 MPa	
			[도로교 설계기준 2.3.3]
2) 철근의 항복 강도(SD400)	: $f_y =$	두부보: 400 MPa	
		기둥: 400 MPa	
		기초: 400 MPa	
- 탄성계수	: $E_s = 200000 \text{ MPa}$		[도로교 설계기준 2.3.3]

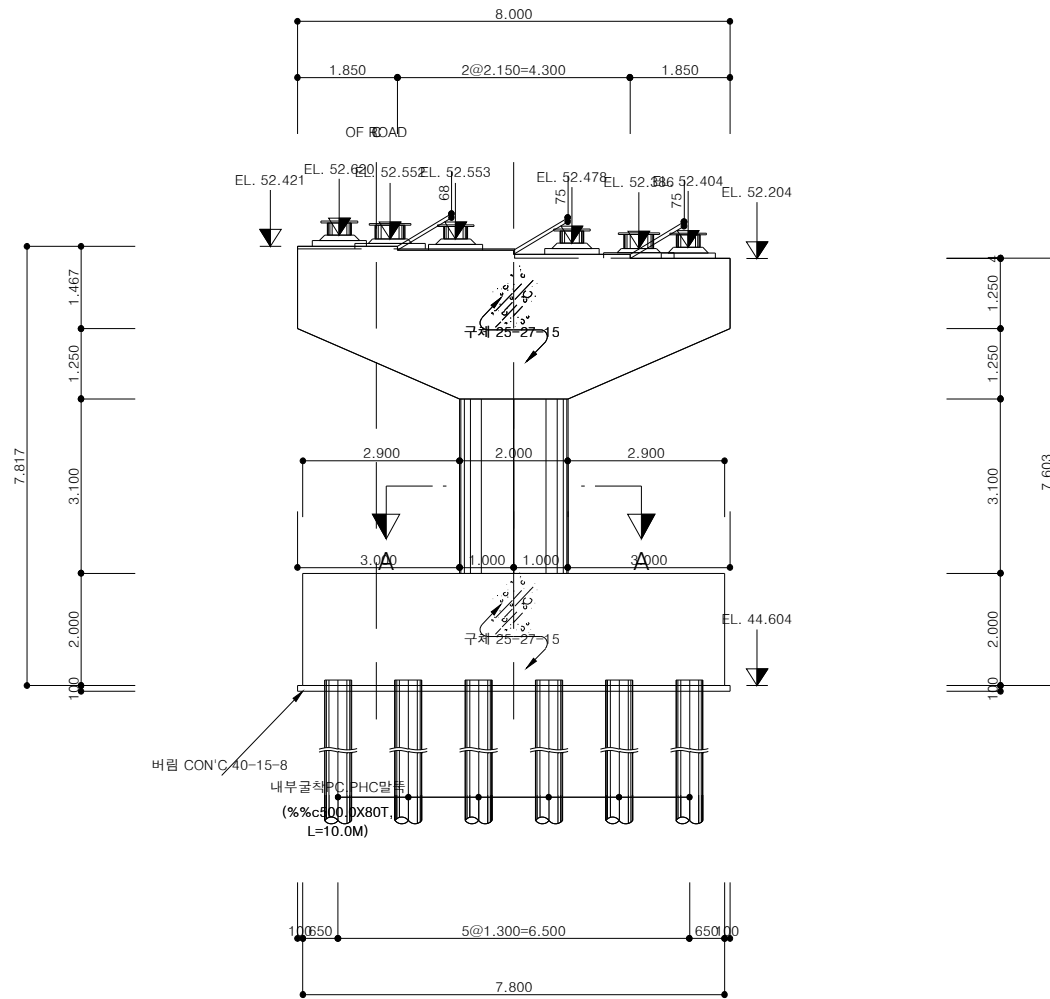
3.5 설 계 방 법

1) 안 정 성 검 토	: 허용응력 설계법
2) 단 면 설 계	: 극한강도 설계법

3.6 참 고 문 헌

1) 도로교 설계기준	: 국토해양부 (2010)
2) 콘크리트구조 설계기준	: 한국콘크리트학회 (2007)
3) 도로설계 편람	: 국토해양부 (2000)
4) 도로 설계 요령	: 한국도로공사 (2002)

4. 단 면 가 정



5. 하 중 계 산

5.1 상부반력 및 교각자중

교좌번호	고정하중(D)	활하중(L)		
		만재하시(L1)	좌측편재하(L2)	우측편재하(L3)
1	942.126	380.029	380.029	198.853
2	945.886	352.383	352.383	292.544
3	964.210	290.649	290.649	350.774
4	1056.501	193.699	193.699	373.820
5	1129.600	725.823	526.679	16.422
6	1054.034	224.029	9.155	493.611
계	6092.357	2166.612	1752.594	1726.024

※ 교각자중은 25.000 kN/m³ 의 값을 프로그램에서 자동재하

5.2 풍 하 중

1) 교축직각방향 (W-TR)

① 상부구조에 작용하는 풍하중

$$B/D = 9.170 / 4.790 = 1.914 \quad [1 \leq B/D < 8]$$

$$W1 = [4.0 - 0.2 \times (9.170 / 4.790)] \times 4.790 = 17.3 \text{ kN/m} \geq 6.0 \text{ 이므로}$$

$$= 17.326 \text{ kN/m}$$

$$P1 = 17.326 \times (40.004 + 40.150) / 2 \times \sin 90.6$$

$$= 694.333 \text{ kN}$$

$$\text{작용위치 } h = 4.790/2 + 0.450 + 0.710 = 3.555 \text{ m}$$

$$\text{작용모멘트 } My = Ph \times h = 694.333 \times 3.555 = 2468.23 \text{ kN.m}$$

② 하부구조에 작용하는 풍하중

$$W'_{\text{copping}} = 3.000 \times 2.717 \times 2.700 = 22.008 \text{ kN}$$

$$W'_{\text{column}} = 1.500 \times 2.000 = 3 \text{ kN/m (풍상측)}$$

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용 한다.

2) 교축방향 (W-L0)

① 하부구조에 작용하는 풍하중

$$W'_{\text{copping}} = 51.295 \text{ kN (Copping 높이에 따라 재하)}$$

$$W'_{\text{column}} = 1.500 \times 2.000 = 3 \text{ kN/m}$$

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용 한다.

5.3 활하중에 작용하는 풍하중

활하중에 재하되는 풍하중에 대하여는 교면상 1.5m 위치에서 1500 N/m의 풍하중이 재하되는 것으로 한다. [도로설계기준 P19]

$$Ph = 1.500 \times (40.004 + 40.150)/2 \times \sin 90.6 = 60.112 \text{ kN}$$

$$\text{작용위치 } h = 2.567 + 1.500 + 0.710 = 4.777 \text{ m}$$

$$\text{작용모멘트 } My = Ph \times h = 60.112 \times 4.777 = 287.126 \text{ kN.m}$$

5.4 온도하중 산정

1) 교축직각방향 (G-TR)

연평균 온도변화차 $\Delta T = 10^{\circ}\text{C}$ 적용

2) 교축방향 (G-L0)

① 교각의 종방향 변위를 유발하는 수평력

$$\delta = \alpha \times \Delta T \times L = 0.000012 \times 25.0 \times 117.6 = 0.03527 \text{ m}$$

$$\delta = \frac{P \times L^3}{3 \times E \times I} \quad P_h = \frac{3 \times E \times I \times \delta}{L^3}$$

$$P_h = 3 \times 27804000 \times 0.78540 \times 1\text{EA} \times 0.03527 / 5.817^3 \times \sin 90.6 \\ = 11737.671 \text{ kN}$$

② 교량받침에 의한 수평력

$$\text{상부고정하중} : V_d = 6092.357 \text{ kN}$$

$$\text{교량받침마찰계수} : \mu = 0.150$$

$$P_h = \mu \times W = 6092.357 \times 0.150 \times \sin 90.6 \\ = 913.854 \text{ kN}$$

☞ 수평력은 ①, ② 중 작은 값 913.854 kN을 적용한다.

③ 작용 모멘트

$$M_h = 913.854 \times (0.450 + 1.467/2) = 1059.91 \text{ kN.m}$$

5.5 원심하중 (CF)

$$CF = 0.79 \times V^2 / R (\%)$$

$$= 0.79 \times 60.000^2 / 160.000$$

$$= 17.775 \%$$

CF : 원심하중으로서 충격을 포함하지 않은 활하중의 백분율

V : 설계속도(km/h), R : 곡선반경 (m)

$$\text{작용위치} \quad h = 2.567 + 1.800 + 0.710 = 5.077 \text{ m}$$

$$\text{작용수평력} \quad P_{cf} = 17.775 \times 2166.612 / 100 = 385.115 \text{ kN}$$

$$\text{작용모멘트} \quad M_y = P_{cf} \times h = 385.115 \times 5.077 = 1955.043 \text{ kN.m}$$

5.6 지진에 의한 하중 : 내진해석 참조

구 분			교 축 방 향			교 축 직 각 방 향		
위치	하중경우	기동	전단력	모멘트	변위(m)	전단력	모멘트	변위(m)
기동상단	하중경우 1	기동 1	991.870	1788.970	0.00000	533.740	1490.630	0.00000
	하중경우 2	기동 1	569.700	1032.260	0.00000	1129.600	3300.140	0.00000
기동하단	하중경우 1	기동 1	1190.460	5468.060	0.00000	576.540	3182.400	0.00000
	하중경우 2	기동 1	708.860	3100.590	0.00000	1246.470	7194.860	0.00000

5.7 하중조합 : 사용하중 검토시

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	CF
SVB01	1.00	1.00								1.00
SVB02	1.00		1.00							1.00
SVB03	1.00			1.00						1.00
SVB04	1.00				1.00					
SVB05	1.00	1.00			0.50	1.00				1.00
SVB06	1.00		1.00		0.50	1.00				1.00
SVB07	1.00			1.00	0.50	1.00				1.00
SVB08	1.00	1.00					1.00	1.00		1.00
SVB09	1.00	1.00					-1.00	1.00		1.00
SVB10	1.00		1.00				1.00	1.00		1.00
SVB11	1.00		1.00				-1.00	1.00		1.00
SVB12	1.00			1.00			1.00	1.00		1.00
SVB13	1.00			1.00			-1.00	1.00		1.00
SVB14	1.00				1.00		1.00	1.00		
SVB15	1.00				1.00		-1.00	1.00		
SVB16	1.00	1.00			0.50	1.00	1.00	1.00		1.00
SVB17	1.00	1.00			0.50	1.00	-1.00	1.00		1.00
SVB18	1.00		1.00		0.50	1.00	1.00	1.00		1.00
SVB19	1.00		1.00		0.50	1.00	-1.00	1.00		1.00
SVB20	1.00			1.00	0.50	1.00	1.00	1.00		1.00
SVB21	1.00			1.00	0.50	1.00	-1.00	1.00		1.00
SVB22	1.00								1.00	

- D = 고정하중 또는 이에 따른 단면력
 L = 활하중 또는 이에 따른 단면력
 W = 풍하중 또는 이에 따른 단면력
 WL = 차량활하중에 작용하는 풍하중 또는 이에 따른 단면력
 E = 지진하중 또는 이에 따른 단면력
 CO = 충돌하중 또는 이에 따른 단면력
 G = 부등침하, 크리프, 건조수축, 제작 또는 시공시 치수착오, 습도변화
 또는 온도변화등으로 인한 팽창 또는 수축변형으로 유발된 변형력 또는 이에 따른 단면력
 Q = 부력 또는 양압력, 수압, 파압 등의 하중 또는 이에 따른 단면력
 CF = 원심하중 또는 이에 따른 단면력
 ※ 위 테이블에 표시된 SVB는 교축방향이며, 모델링상의 SV0 는 교직방향을 나타냅니다.
 SVB 와 SV0 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

5.8 하중조합 : 계수하중 검토시

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	CF
ULB01	1.30	2.15								1.30
ULB02	1.30		2.15							1.30
ULB03	1.30			2.15						1.30
ULB04	1.30				1.30					
ULB05	1.30	1.30			0.65	1.30				1.30
ULB06	1.30		1.30		0.65	1.30				1.30
ULB07	1.30			1.30	0.65	1.30				1.30
ULB08	1.30	1.30					1.30	1.30		1.30
ULB09	1.30	1.30					-1.30	1.30		1.30
ULB10	1.30		1.30				1.30	1.30		1.30
ULB11	1.30		1.30				-1.30	1.30		1.30
ULB12	1.30			1.30			1.30	1.30		1.30
ULB13	1.30			1.30			-1.30	1.30		1.30
ULB14	1.25				1.25		1.25	1.30		
ULB15	1.25				1.25		-1.25	1.30		
ULB16	1.25	1.25			0.63	1.25	1.25	1.30		1.25
ULB17	1.25	1.25			0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
ULB18	1.25		1.25		0.63	1.25	1.25	1.30		1.25
ULB19	1.25		1.25		0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
ULB20	1.25			1.25	0.63	1.25	1.25	1.30		1.25
ULB21	1.25			1.25	0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
ULB22	1.00								1.00	
ULB23	1.30	1.30								1.30
ULB24	1.30		1.30							1.30
ULB25	1.30			1.30						1.30
ULB26	1.20				1.20					

※이며, 모델링상의 UL0 는 교직방향을 나타냅니다.

ULB 와 UL0 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

5.9 하중조합 : 계수하중 검토시 (최대편심)

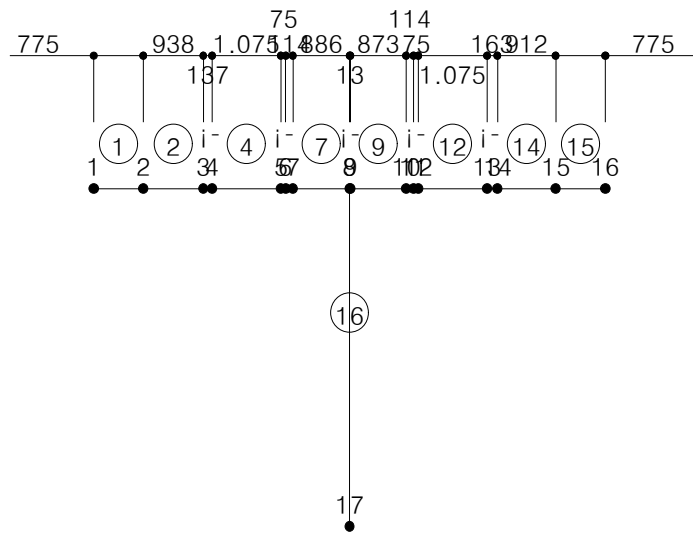
구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	CF
UEB01	1.00	2.15								1.30
UEB02	1.00		2.15							1.30
UEB03	1.00			2.15						1.30
UEB04	1.00				1.30					
UEB05	1.00	1.30			0.65	1.30				1.30
UEB06	1.00		1.30		0.65	1.30				1.30
UEB07	1.00			1.30	0.65	1.30				1.30
UEB08	1.00	1.30					1.30	1.30		1.30
UEB09	1.00	1.30					-1.30	1.30		1.30
UEB10	1.00		1.30				1.30	1.30		1.30
UEB11	1.00		1.30				-1.30	1.30		1.30
UEB12	1.00			1.30			1.30	1.30		1.30
UEB13	1.00			1.30			-1.30	1.30		1.30
UEB14	0.95				1.25		1.25	1.30		
UEB15	0.95				1.25		-1.25	1.30		
UEB16	0.95	1.25			0.63	1.25	1.25	1.30		1.25
UEB17	0.95	1.25			0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
UEB18	0.95		1.25		0.63	1.25	1.25	1.30		1.25
UEB19	0.95		1.25		0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
UEB20	0.95			1.25	0.63	1.25	1.25	1.30		1.25
UEB21	0.95			1.25	0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
UEB22	1.00								1.00	
UEB23	1.00	1.30								1.30
UEB24	1.00		1.30							1.30
UEB25	1.00			1.30						1.30
UEB26	0.90				1.20					

※이며, 모델링상의 UE0 는 교직방향을 나타냅니다.

UEB 와 UE0 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

6. 구조 해석

6.1 해석 모델링



6.2 절점 좌표

절점	X	Z	절점	X	Z	절점	X	Z	절점	X	Z
1	0.000	5.083	6	3.000	5.083	11	5.000	5.083	16	8.000	5.083
2	0.775	5.083	7	3.114	5.083	12	5.075	5.083	17	4.000	0.000
3	1.713	5.083	8	4.000	5.083	13	6.150	5.083			
4	1.850	5.083	9	4.013	5.083	14	6.313	5.083			
5	2.925	5.083	10	4.886	5.083	15	7.225	5.083			

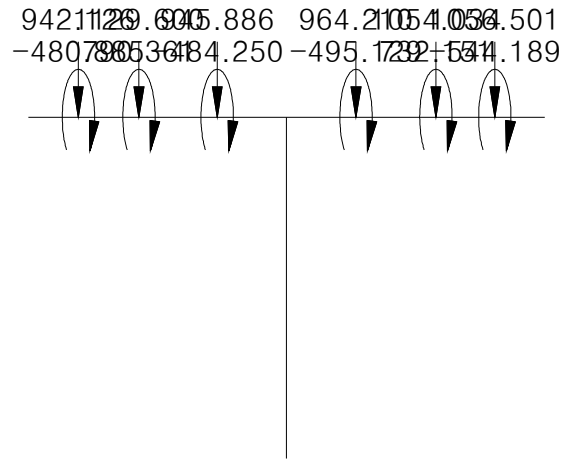
6.3 단면 제원

구분	B(m)	H(m)	A(m ²)	I ₂₂ (m ⁴)	I ₃₃ (m ⁴)	적용절점
①	2.700	1.250	3.375	2.050313	0.439453	16
②	2.700	1.467	3.961	2.406247	0.710351	1
③	2.700	1.572	4.244	2.578473	0.874058	15
④	2.700	1.790	4.833	2.936048	1.290451	2
⑤	2.700	1.952	5.270	3.201768	1.673486	14
⑥	2.700	2.095	5.657	3.436324	2.068877	13
⑦	2.700	2.170	5.859	3.559343	2.299120	4
⑧	2.700	2.181	5.889	3.577385	2.334262	3
⑨	2.700	2.543	6.866	4.171156	3.700169	12
⑩	2.700	2.574	6.950	4.222004	3.837144	8~11
⑪	2.700	2.618	7.069	4.294175	4.037304	5
⑫	2.700	2.649	7.152	4.345022	4.182427	6, 7
⑬	2.000	0.000	3.142	0.785398	0.785398	기동상단
⑭	2.000	0.000	3.142	0.785398	0.785398	기동하단

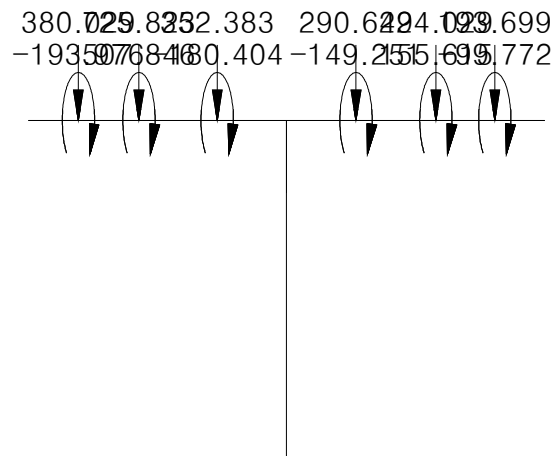
6.4 하중재하도

1) 연직하중

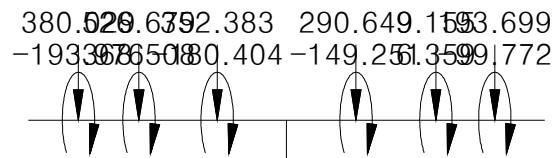
① 고정하중 (D)



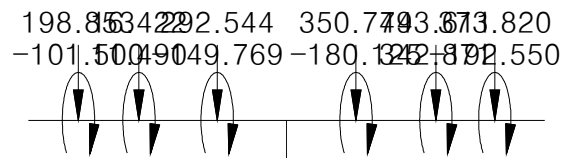
② 활하중 : 만재하시 (L1)



③ 활하중 : 좌측 편재하시 (L2)



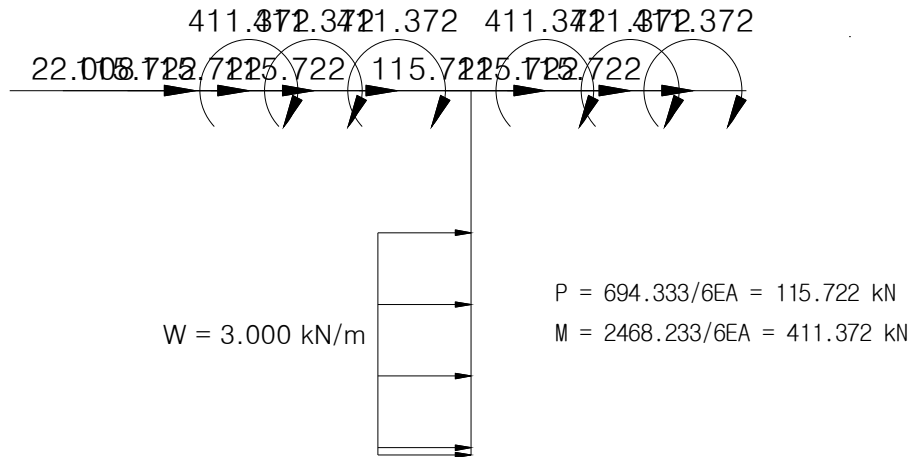
④ 활하중 : 우측 편재하시 (L3)



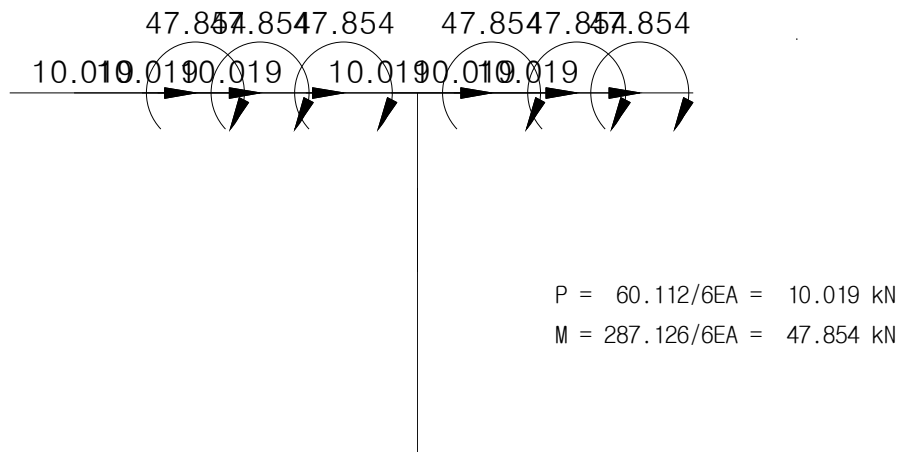
2) 수평하중

① 교축직각 방향

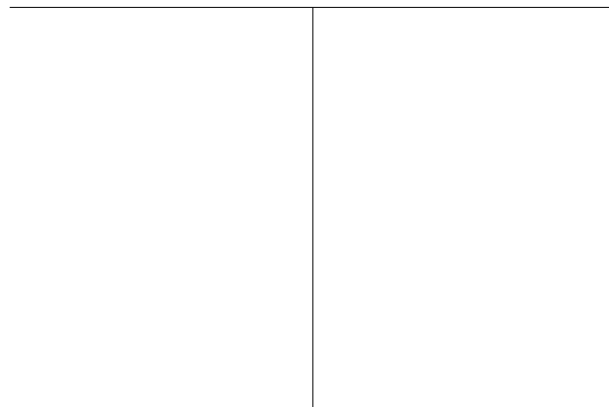
㉠ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-TR)



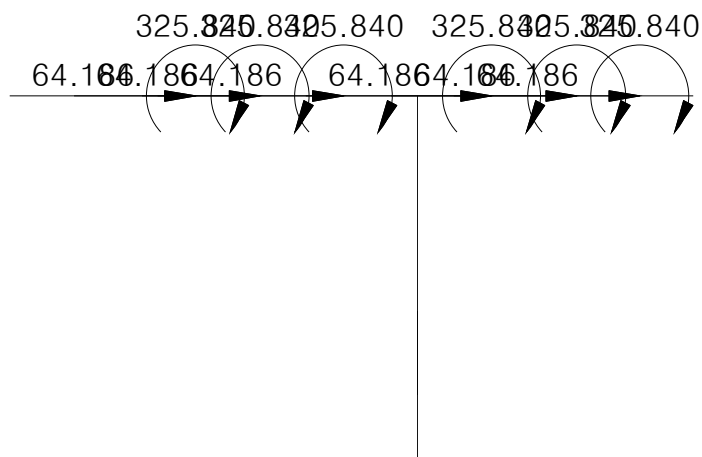
㉡ 풍하중 : 활하중에 재하되는 풍하중 (WL)



㉔ 온도하중 (G-TR) : 온도변화범위 $\Delta T_x = 10^\circ\text{C}$

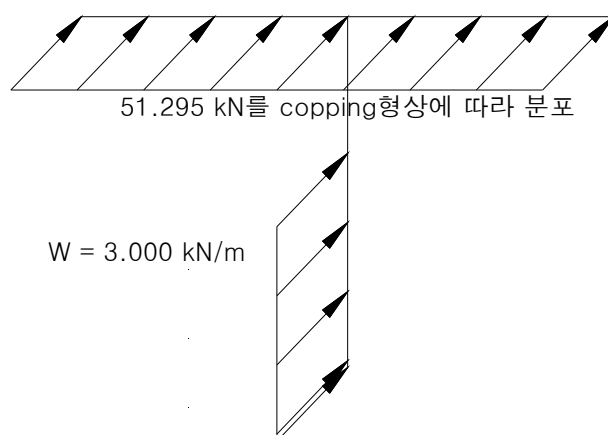


② 원심하중 (CF) : 둘 중에 큰 값을 적용한다.

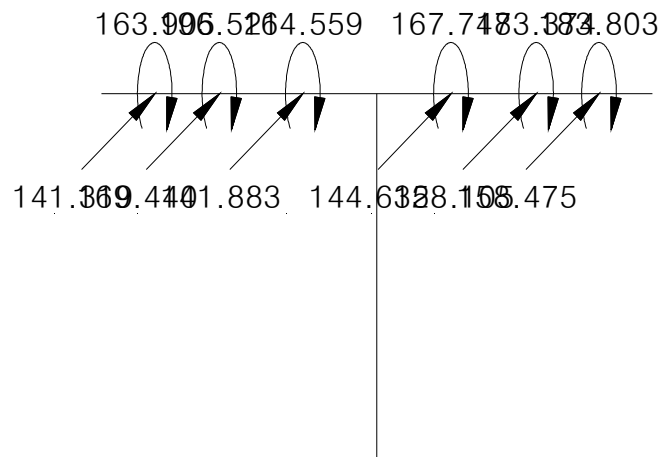


② 교축 방향

⑦ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-L0)



㉞ 온도하중 (G-L01) : $P = 913.854 / 6EA = 152.309 \text{ kN}$ $M = 1059.910 / 6EA = 176.652 \text{ kN.m}$



7. 해석결과 집계

7.1 하중별 부재력 집계

① 기둥 : 부재번호 16

(교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-7402.283	150.065	0.000	-7645.756	150.065	0.000	
L1	-2166.612	-1809.056	0.000	-2166.612	-1809.056	0.000	
L2	-1752.594	-1850.618	0.000	-1752.594	-1850.618	0.000	
L3	-1726.024	1731.031	0.000	-1726.024	1731.031	0.000	
W-TR	0.000	3889.092	-716.340	0.000	6124.159	-725.639	
WL	0.000	406.358	-60.112	0.000	592.706	-60.112	
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-TR	0.000	3300.140	1129.600	0.000	7194.860	1246.470	
CF	0.000	2718.916	-385.115	0.000	3912.774	-385.115	

(교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-7402.283	481.941	0.000	-7645.756	481.941	0.000	
L1	-2166.612	-40.058	0.000	-2166.612	-40.058	0.000	
L2	-1752.594	248.536	0.000	-1752.594	248.536	0.000	
L3	-1726.024	269.583	0.000	-1726.024	269.583	0.000	
W-L0	0.000	-101.745	51.295	0.000	-275.175	60.595	
WL	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
G-L02	0.000	-2872.538	913.854	0.000	-5705.486	913.854	
E-L0	0.000	1788.970	991.870	0.000	5468.060	1190.460	
CF	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	

② 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재7, 절점7)		우측 (부재9, 절점10)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-4582.583	3456.064	-4712.484	-3480.317	
L1	-1972.366	1458.235	-827.684	-708.377	
L2	-1693.365	1259.091	-521.059	-493.503	
L3	-543.415	507.819	-1645.044	-1218.205	
W-L0	0.000	0.000	0.000	0.000	
W-TR	1234.116	0.000	-1234.116	0.000	
WL	143.563	0.000	-143.563	0.000	
G-L02	0.000	0.000	0.000	0.000	
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-L0	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	
CF	977.520	0.000	-977.520	0.000	

③ 두부보 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점3)		S3(절점5)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	-31.920	1027.317	-1052.567	2282.629	-3932.579	3422.347
L1	0.000	380.029	-356.467	1105.852	-1696.760	1458.235
L2	0.000	380.029	-356.467	906.708	-1455.397	1259.091
L3	0.000	198.853	-186.524	215.275	-447.437	507.819
W-L0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	411.372	0.000	822.744	0.000	1234.116	0.000
WL	47.854	0.000	95.709	0.000	143.563	0.000
G-L02	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
E-L0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
CF	325.840	0.000	651.680	0.000	977.520	0.000

구 분	S4(절점12)		S5(절점14)		S6(절점15)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	-4057.805	-3447.558	-1106.044	-2292.812	-27.515	-1130.313
L1	-693.801	-708.377	-176.653	-417.728	0.000	-193.699
L2	-427.787	-493.503	-176.653	-202.854	0.000	-193.699
L3	-1414.803	-1218.205	-340.924	-867.431	0.000	-373.820
W-L0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	-1234.116	0.000	-822.744	0.000	-411.372	0.000
WL	-143.563	0.000	-95.709	0.000	-47.854	0.000
G-L02	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
E-L0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
CF	-977.520	0.000	-651.680	0.000	-325.840	0.000

7.2 사용하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 16

(교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-9568.895	1059.925	-385.115	-9812.368	2253.782	-385.115	
SV002	-9154.877	1018.363	-385.115	-9398.350	2212.221	-385.115	
SV003	-9128.307	4600.012	-385.115	-9371.780	5793.870	-385.115	
SV004	-7402.283	4039.157	-716.340	-7645.756	6274.224	-725.639	
SV005	-9568.895	3410.829	-803.397	-9812.368	5908.568	-808.047	
SV006	-9154.877	3369.268	-803.397	-9398.350	5867.007	-808.047	
SV007	-9128.307	6950.916	-803.397	-9371.780	9448.656	-808.047	
SV008	-9568.895	1059.925	-385.115	-9812.368	2253.782	-385.115	
SV009	-9568.895	1059.925	-385.115	-9812.368	2253.782	-385.115	
SV010	-9154.877	1018.363	-385.115	-9398.350	2212.221	-385.115	
SV011	-9154.877	1018.363	-385.115	-9398.350	2212.221	-385.115	
SV012	-9128.307	4600.012	-385.115	-9371.780	5793.870	-385.115	
SV013	-9128.307	4600.012	-385.115	-9371.780	5793.870	-385.115	
SV014	-7402.283	4039.157	-716.340	-7645.756	6274.224	-725.639	
SV015	-7402.283	4039.157	-716.340	-7645.756	6274.224	-725.639	
SV016	-9568.895	3410.829	-803.397	-9812.368	5908.568	-808.047	
SV017	-9568.895	3410.829	-803.397	-9812.368	5908.568	-808.047	
SV018	-9154.877	3369.268	-803.397	-9398.350	5867.007	-808.047	
SV019	-9154.877	3369.268	-803.397	-9398.350	5867.007	-808.047	
SV020	-9128.307	6950.916	-803.397	-9371.780	9448.656	-808.047	
SV021	-9128.307	6950.916	-803.397	-9371.780	9448.656	-808.047	
SV022	-7402.283	3450.205	1129.600	-7645.756	7344.925	1246.470	

2) 교축방향

(교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SVB01	-9568.895	441.883	0.000	-9812.368	441.883	0.000	
SVB02	-9154.877	730.477	0.000	-9398.350	730.477	0.000	
SVB03	-9128.307	751.524	0.000	-9371.780	751.524	0.000	
SVB04	-7402.283	380.196	51.295	-7645.756	206.766	60.595	
SVB05	-9568.895	391.011	25.648	-9812.368	304.296	30.298	
SVB06	-9154.877	679.605	25.648	-9398.350	592.890	30.298	
SVB07	-9128.307	700.652	25.648	-9371.780	613.937	30.298	
SVB08	-9568.895	-2430.655	913.854	-9812.368	-5263.603	913.854	
SVB09	-9568.895	3314.421	-913.854	-9812.368	6147.369	-913.854	
SVB10	-9154.877	-2142.061	913.854	-9398.350	-4975.009	913.854	
SVB11	-9154.877	3603.015	-913.854	-9398.350	6435.963	-913.854	
SVB12	-9128.307	-2121.014	913.854	-9371.780	-4953.962	913.854	
SVB13	-9128.307	3624.062	-913.854	-9371.780	6457.010	-913.854	
SVB14	-7402.283	-2492.342	965.149	-7645.756	-5498.719	974.449	
SVB15	-7402.283	3252.735	-862.559	-7645.756	5912.252	-853.259	
SVB16	-9568.895	-2481.528	939.502	-9812.368	-5401.190	944.152	
SVB17	-9568.895	3263.549	-888.206	-9812.368	6009.782	-883.556	
SVB18	-9154.877	-2192.934	939.502	-9398.350	-5112.596	944.152	
SVB19	-9154.877	3552.143	-888.206	-9398.350	6298.376	-883.556	
SVB20	-9128.307	-2171.887	939.502	-9371.780	-5091.549	944.152	
SVB21	-9128.307	3573.190	-888.206	-9371.780	6319.423	-883.556	
SVB22	-7402.283	2270.911	991.870	-7645.756	5950.001	1190.460	

3) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재7, 절점7)		우측 (부재9, 절점10)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-5577.429	4914.299	-6517.688	-4188.694	
SV002	-5298.429	4715.155	-6211.063	-3973.820	
SV003	-4148.478	3963.883	-7335.048	-4698.522	
SV004	-3348.467	3456.064	-5946.600	-3480.317	
SV005	-4816.809	4914.299	-7278.309	-4188.694	
SV006	-4537.808	4715.155	-6971.684	-3973.820	
SV007	-3387.858	3963.883	-8095.669	-4698.522	
SV008	-5577.429	4914.299	-6517.688	-4188.694	
SV009	-5577.429	4914.299	-6517.688	-4188.694	
SV010	-5298.429	4715.155	-6211.063	-3973.820	
SV011	-5298.429	4715.155	-6211.063	-3973.820	
SV012	-4148.478	3963.883	-7335.048	-4698.522	
SV013	-4148.478	3963.883	-7335.048	-4698.522	
SV014	-3348.467	3456.064	-5946.600	-3480.317	
SV015	-3348.467	3456.064	-5946.600	-3480.317	
SV016	-4816.809	4914.299	-7278.309	-4188.694	
SV017	-4816.809	4914.299	-7278.309	-4188.694	
SV018	-4537.808	4715.155	-6971.684	-3973.820	
SV019	-4537.808	4715.155	-6971.684	-3973.820	
SV020	-3387.858	3963.883	-8095.669	-4698.522	
SV021	-3387.858	3963.883	-8095.669	-4698.522	
SV022	-4582.583	3456.064	-4712.484	-3480.317	

② 두부분 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점3)		S3(절점5)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	293.920	1407.346	-1083.194	3388.481	-4977.659	4880.582
SV002	293.920	1407.346	-1083.194	3189.337	-4736.296	4681.438
SV003	293.920	1226.170	-913.251	2497.904	-3728.336	3930.166
SV004	379.452	1027.317	-641.195	2282.629	-3109.835	3422.347
SV005	547.460	1407.346	-829.654	3388.481	-4470.578	4880.582
SV006	547.460	1407.346	-829.654	3189.337	-4229.216	4681.438
SV007	547.460	1226.170	-659.711	2497.904	-3221.256	3930.166
SV008	293.920	1407.346	-1083.194	3388.481	-4977.659	4880.582
SV009	293.920	1407.346	-1083.194	3388.481	-4977.659	4880.582
SV010	293.920	1407.346	-1083.194	3189.337	-4736.296	4681.438
SV011	293.920	1407.346	-1083.194	3189.337	-4736.296	4681.438
SV012	293.920	1226.170	-913.251	2497.904	-3728.336	3930.166
SV013	293.920	1226.170	-913.251	2497.904	-3728.336	3930.166
SV014	379.452	1027.317	-641.195	2282.629	-3109.835	3422.347
SV015	379.452	1027.317	-641.195	2282.629	-3109.835	3422.347
SV016	547.460	1407.346	-829.654	3388.481	-4470.578	4880.582
SV017	547.460	1407.346	-829.654	3388.481	-4470.578	4880.582
SV018	547.460	1407.346	-829.654	3189.337	-4229.216	4681.438
SV019	547.460	1407.346	-829.654	3189.337	-4229.216	4681.438
SV020	547.460	1226.170	-659.711	2497.904	-3221.256	3930.166
SV021	547.460	1226.170	-659.711	2497.904	-3221.256	3930.166
SV022	-31.920	1027.317	-1052.567	2282.629	-3932.579	3422.347

구 분	S4(절점 12)		S5(절점 14)		S6(절점 15)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	-5729.126	-4155.935	-1934.377	-2710.540	-353.355	-1324.012
SV002	-5463.112	-3941.061	-1934.377	-2495.666	-353.355	-1324.012
SV003	-6450.129	-4665.763	-2098.648	-3160.243	-353.355	-1504.133
SV004	-5291.921	-3447.558	-1928.788	-2292.812	-438.887	-1130.313
SV005	-6489.747	-4155.935	-2441.458	-2710.540	-606.895	-1324.012
SV006	-6223.733	-3941.061	-2441.458	-2495.666	-606.895	-1324.012
SV007	-7210.750	-4665.763	-2605.728	-3160.243	-606.895	-1504.133
SV008	-5729.126	-4155.935	-1934.377	-2710.540	-353.355	-1324.012
SV009	-5729.126	-4155.935	-1934.377	-2710.540	-353.355	-1324.012
SV010	-5463.112	-3941.061	-1934.377	-2495.666	-353.355	-1324.012
SV011	-5463.112	-3941.061	-1934.377	-2495.666	-353.355	-1324.012
SV012	-6450.129	-4665.763	-2098.648	-3160.243	-353.355	-1504.133
SV013	-6450.129	-4665.763	-2098.648	-3160.243	-353.355	-1504.133
SV014	-5291.921	-3447.558	-1928.788	-2292.812	-438.887	-1130.313
SV015	-5291.921	-3447.558	-1928.788	-2292.812	-438.887	-1130.313
SV016	-6489.747	-4155.935	-2441.458	-2710.540	-606.895	-1324.012
SV017	-6489.747	-4155.935	-2441.458	-2710.540	-606.895	-1324.012
SV018	-6223.733	-3941.061	-2441.458	-2495.666	-606.895	-1324.012
SV019	-6223.733	-3941.061	-2441.458	-2495.666	-606.895	-1324.012
SV020	-7210.750	-4665.763	-2605.728	-3160.243	-606.895	-1504.133
SV021	-7210.750	-4665.763	-2605.728	-3160.243	-606.895	-1504.133
SV022	-4057.805	-3447.558	-1106.044	-2292.812	-27.515	-1130.313

7.3 계수하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 16

(교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-14281.184	-159.796	-500.650	-14597.699	1392.219	-500.650	
UL002	-13391.045	-249.152	-500.650	-13707.560	1302.863	-500.650	
UL003	-13333.919	7451.392	-500.650	-13650.435	9003.407	-500.650	
UL004	-9622.968	5250.904	-931.242	-9939.483	8156.491	-943.331	
UL005	-12439.563	4434.078	-1044.417	-12756.079	7681.139	-1050.462	
UL006	-11901.340	4380.048	-1044.417	-12217.855	7627.109	-1050.462	
UL007	-11866.799	9036.191	-1044.417	-12183.314	12283.252	-1050.462	
UL008	-12439.563	1377.902	-500.650	-12756.079	2929.917	-500.650	
UL009	-12439.563	1377.902	-500.650	-12756.079	2929.917	-500.650	
UL010	-11901.340	1323.873	-500.650	-12217.855	2875.888	-500.650	
UL011	-11901.340	1323.873	-500.650	-12217.855	2875.888	-500.650	
UL012	-11866.799	5980.016	-500.650	-12183.314	7532.031	-500.650	
UL013	-11866.799	5980.016	-500.650	-12183.314	7532.031	-500.650	
UL014	-9252.854	5048.946	-895.425	-9557.195	7842.780	-907.049	
UL015	-9252.854	5048.946	-895.425	-9557.195	7842.780	-907.049	
UL016	-11961.119	4263.536	-1004.247	-12265.460	7385.710	-1010.059	
UL017	-11961.119	4263.536	-1004.247	-12265.460	7385.710	-1010.059	
UL018	-11443.596	4211.585	-1004.247	-11747.938	7333.759	-1010.059	
UL019	-11443.596	4211.585	-1004.247	-11747.938	7333.759	-1010.059	
UL020	-11410.384	8688.645	-1004.247	-11714.725	11810.819	-1010.059	
UL021	-11410.384	8688.645	-1004.247	-11714.725	11810.819	-1010.059	
UL022	-7402.283	3450.205	1129.600	-7645.756	7344.925	1246.470	
UL023	-12439.563	1377.902	-500.650	-12756.079	2929.917	-500.650	
UL024	-11901.340	1323.873	-500.650	-12217.855	2875.888	-500.650	
UL025	-11866.799	5980.016	-500.650	-12183.314	7532.031	-500.650	
UL026	-8882.740	4846.988	-859.608	-9174.907	7529.069	-870.767	

2) 교축직각방향(편심최대)

① 기동 : 부재번호 16

(교직방향)

하중	기동상단			기동하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UE001	-12060.499	-204.815	-500.650	-12303.972	1347.200	-500.650	
UE002	-11170.360	-294.172	-500.650	-11413.833	1257.843	-500.650	
UE003	-11113.235	7406.373	-500.650	-11356.708	8958.388	-500.650	
UE004	-7402.283	5205.884	-931.242	-7645.756	8111.472	-943.331	
UE005	-10218.879	4389.058	-1044.417	-10462.352	7636.119	-1050.462	
UE006	-9680.655	4335.029	-1044.417	-9924.128	7582.090	-1050.462	
UE007	-9646.114	8991.172	-1044.417	-9889.587	12238.233	-1050.462	
UE008	-10218.879	1332.883	-500.650	-10462.352	2884.898	-500.650	
UE009	-10218.879	1332.883	-500.650	-10462.352	2884.898	-500.650	
UE010	-9680.655	1278.853	-500.650	-9924.128	2830.868	-500.650	
UE011	-9680.655	1278.853	-500.650	-9924.128	2830.868	-500.650	
UE012	-9646.114	5934.996	-500.650	-9889.587	7487.011	-500.650	
UE013	-9646.114	5934.996	-500.650	-9889.587	7487.011	-500.650	
UE014	-7032.169	5003.926	-895.425	-7263.468	7797.760	-907.049	
UE015	-7032.169	5003.926	-895.425	-7263.468	7797.760	-907.049	
UE016	-9740.434	4218.517	-1004.247	-9971.733	7340.691	-1010.059	
UE017	-9740.434	4218.517	-1004.247	-9971.733	7340.691	-1010.059	
UE018	-9222.911	4166.565	-1004.247	-9454.211	7288.739	-1010.059	
UE019	-9222.911	4166.565	-1004.247	-9454.211	7288.739	-1010.059	
UE020	-9189.699	8643.626	-1004.247	-9420.998	11765.800	-1010.059	
UE021	-9189.699	8643.626	-1004.247	-9420.998	11765.800	-1010.059	
UE022	-7402.283	1250.111	1129.600	-7645.756	2548.351	1246.470	
UE023	-10218.879	1332.883	-500.650	-10462.352	2884.898	-500.650	
UE024	-9680.655	1278.853	-500.650	-9924.128	2830.868	-500.650	
UE025	-9646.114	5934.996	-500.650	-9889.587	7487.011	-500.650	
UE026	-6662.055	4801.968	-859.608	-6881.181	7484.049	-870.767	

3) 교축방향

(교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-14281.184	540.399	0.000	-14597.699	540.399	0.000	
ULB02	-13391.045	1160.876	0.000	-13707.560	1160.876	0.000	
ULB03	-13333.919	1206.127	0.000	-13650.435	1206.127	0.000	
ULB04	-9622.968	494.255	66.684	-9939.483	268.796	78.774	
ULB05	-12439.563	508.314	33.342	-12756.079	395.584	39.387	
ULB06	-11901.340	883.486	33.342	-12217.855	770.757	39.387	
ULB07	-11866.799	910.847	33.342	-12183.314	798.118	39.387	
ULB08	-12439.563	-3159.852	1188.010	-12756.079	-6842.684	1188.010	
ULB09	-12439.563	4308.748	-1188.010	-12756.079	7991.579	-1188.010	
ULB10	-11901.340	-2784.680	1188.010	-12217.855	-6467.511	1188.010	
ULB11	-11901.340	4683.920	-1188.010	-12217.855	8366.752	-1188.010	
ULB12	-11866.799	-2757.319	1188.010	-12183.314	-6440.150	1188.010	
ULB13	-11866.799	4711.281	-1188.010	-12183.314	8394.113	-1188.010	
ULB14	-9252.854	-3115.427	1206.437	-9557.195	-6873.399	1218.061	
ULB15	-9252.854	4065.919	-1078.198	-9557.195	7390.315	-1066.574	
ULB16	-11961.119	-3101.910	1174.377	-12265.460	-6751.488	1180.189	
ULB17	-11961.119	4079.436	-1110.258	-12265.460	7512.227	-1104.446	
ULB18	-11443.596	-2741.167	1174.377	-11747.938	-6390.745	1180.189	
ULB19	-11443.596	4440.179	-1110.258	-11747.938	7872.969	-1104.446	
ULB20	-11410.384	-2714.858	1174.377	-11714.725	-6364.436	1180.189	
ULB21	-11410.384	4466.488	-1110.258	-11714.725	7899.278	-1104.446	
ULB22	-7402.283	2270.911	991.870	-7645.756	5950.001	1190.460	
ULB23	-12439.563	574.448	0.000	-12756.079	574.448	0.000	
ULB24	-11901.340	949.620	0.000	-12217.855	949.620	0.000	
ULB25	-11866.799	976.981	0.000	-12183.314	976.981	0.000	
ULB26	-8882.740	456.236	61.555	-9174.907	248.120	72.714	

4) 교축방향(편심최대)

(교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UEB01	-12060.499	395.816	0.000	-12303.972	395.816	0.000	
UEB02	-11170.360	1016.293	0.000	-11413.833	1016.293	0.000	
UEB03	-11113.235	1061.544	0.000	-11356.708	1061.544	0.000	
UEB04	-7402.283	349.673	66.684	-7645.756	124.214	78.774	
UEB05	-10218.879	363.732	33.342	-10462.352	251.002	39.387	
UEB06	-9680.655	738.904	33.342	-9924.128	626.174	39.387	
UEB07	-9646.114	766.265	33.342	-9889.587	653.535	39.387	
UEB08	-10218.879	-3304.434	1188.010	-10462.352	-6987.266	1188.010	
UEB09	-10218.879	4164.166	-1188.010	-10462.352	7846.997	-1188.010	
UEB10	-9680.655	-2929.262	1188.010	-9924.128	-6612.094	1188.010	
UEB11	-9680.655	4539.338	-1188.010	-9924.128	8222.169	-1188.010	
UEB12	-9646.114	-2901.901	1188.010	-9889.587	-6584.733	1188.010	
UEB13	-9646.114	4566.699	-1188.010	-9889.587	8249.530	-1188.010	
UEB14	-7032.169	-3260.010	1206.437	-7263.468	-7017.982	1218.061	
UEB15	-7032.169	3921.336	-1078.198	-7263.468	7245.733	-1066.574	
UEB16	-9740.434	-3246.492	1174.377	-9971.733	-6896.070	1180.189	
UEB17	-9740.434	3934.854	-1110.258	-9971.733	7367.645	-1104.446	
UEB18	-9222.911	-2885.749	1174.377	-9454.211	-6535.327	1180.189	
UEB19	-9222.911	4295.597	-1110.258	-9454.211	7728.387	-1104.446	
UEB20	-9189.699	-2859.441	1174.377	-9420.998	-6509.019	1180.189	
UEB21	-9189.699	4321.905	-1110.258	-9420.998	7754.696	-1104.446	
UEB22	-7402.283	1078.264	991.870	-7645.756	2304.628	1190.460	
UEB23	-10218.879	429.866	0.000	-10462.352	429.866	0.000	
UEB24	-9680.655	805.038	0.000	-9924.128	805.038	0.000	
UEB25	-9646.114	832.399	0.000	-9889.587	832.399	0.000	
UEB26	-6662.055	311.653	61.555	-6881.181	103.537	72.714	

5) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재7, 절점7)		우측 (부재9, 절점10)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-8927.170	7628.088	-9176.526	-6047.423	
UL002	-8327.318	7199.928	-8517.282	-5585.444	
UL003	-5854.925	5584.693	-10933.850	-7143.553	
UL004	-4353.007	4492.883	-7730.580	-4524.412	
UL005	-6261.851	6388.588	-9461.802	-5445.302	
UL006	-5899.150	6129.701	-9063.189	-5165.966	
UL007	-4404.215	5153.047	-10524.370	-6108.079	
UL008	-7250.658	6388.588	-8472.995	-5445.302	
UL009	-7250.658	6388.588	-8472.995	-5445.302	
UL010	-6887.957	6129.701	-8074.382	-5165.966	
UL011	-6887.957	6129.701	-8074.382	-5165.966	
UL012	-5393.022	5153.047	-9535.563	-6108.079	
UL013	-5393.022	5153.047	-9535.563	-6108.079	
UL014	-4185.584	4320.079	-7433.250	-4350.396	
UL015	-4185.584	4320.079	-7433.250	-4350.396	
UL016	-6021.011	6142.873	-9097.886	-5235.867	
UL017	-6021.011	6142.873	-9097.886	-5235.867	
UL018	-5672.260	5893.943	-8714.605	-4967.275	
UL019	-5672.260	5893.943	-8714.605	-4967.275	
UL020	-4234.822	4954.853	-10119.587	-5873.152	
UL021	-4234.822	4954.853	-10119.587	-5873.152	
UL022	-4582.583	3456.064	-4712.484	-3480.317	
UL023	-7250.658	6388.588	-8472.995	-5445.302	
UL024	-6887.957	6129.701	-8074.382	-5165.966	
UL025	-5393.022	5153.047	-9535.563	-6108.079	
UL026	-4018.161	4147.276	-7135.920	-4176.380	

② 두부보 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점3)		S3(절점5)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	382.096	2152.574	-1711.150	5344.999	-7913.202	7584.257
UL002	382.096	2152.574	-1711.150	4916.840	-7394.273	7156.097
UL003	382.096	1763.046	-1345.772	3430.259	-5227.159	5540.862
UL004	493.287	1335.512	-833.554	2967.417	-4042.785	4449.052
UL005	711.698	1829.550	-1078.550	4405.025	-5811.752	6344.757
UL006	711.698	1829.550	-1078.550	4146.138	-5497.980	6085.870
UL007	711.698	1594.021	-857.624	3247.275	-4187.632	5109.216
UL008	382.096	1829.550	-1408.153	4405.025	-6470.956	6344.757
UL009	382.096	1829.550	-1408.153	4405.025	-6470.956	6344.757
UL010	382.096	1829.550	-1408.153	4146.138	-6157.185	6085.870
UL011	382.096	1829.550	-1408.153	4146.138	-6157.185	6085.870
UL012	382.096	1594.021	-1187.227	3247.275	-4846.837	5109.216
UL013	382.096	1594.021	-1187.227	3247.275	-4846.837	5109.216
UL014	474.315	1284.146	-801.494	2853.286	-3887.294	4277.934
UL015	474.315	1284.146	-801.494	2853.286	-3887.294	4277.934
UL016	684.325	1759.182	-1037.068	4235.601	-5588.223	6100.728
UL017	684.325	1759.182	-1037.068	4235.601	-5588.223	6100.728
UL018	684.325	1759.182	-1037.068	3986.671	-5286.519	5851.798
UL019	684.325	1759.182	-1037.068	3986.671	-5286.519	5851.798
UL020	684.325	1532.712	-824.639	3122.380	-4026.570	4912.708
UL021	684.325	1532.712	-824.639	3122.380	-4026.570	4912.708
UL022	-31.920	1027.317	-1052.567	2282.629	-3932.579	3422.347
UL023	382.096	1829.550	-1408.153	4405.025	-6470.956	6344.757
UL024	382.096	1829.550	-1408.153	4146.138	-6157.185	6085.870
UL025	382.096	1594.021	-1187.227	3247.275	-4846.837	5109.216
UL026	455.342	1232.780	-769.434	2739.155	-3731.802	4106.817

구 분	S4(절점 12)		S5(절점 14)		S6(절점 15)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	-8037.595	-6004.835	-2664.846	-3878.770	-459.361	-1885.860
UL002	-7465.665	-5542.856	-2664.846	-3416.791	-459.361	-1885.860
UL003	-9587.750	-7100.966	-3018.027	-4845.632	-459.361	-2273.120
UL004	-6879.498	-4481.825	-2507.424	-2980.655	-570.553	-1469.407
UL005	-8436.671	-5402.715	-3173.895	-3523.702	-788.963	-1721.216
UL006	-8090.853	-5123.379	-3173.895	-3244.365	-788.963	-1721.216
UL007	-9373.975	-6065.491	-3387.447	-4108.315	-788.963	-1955.373
UL008	-7447.864	-5402.715	-2514.691	-3523.702	-459.361	-1721.216
UL009	-7447.864	-5402.715	-2514.691	-3523.702	-459.361	-1721.216
UL010	-7102.046	-5123.379	-2514.691	-3244.365	-459.361	-1721.216
UL011	-7102.046	-5123.379	-2514.691	-3244.365	-459.361	-1721.216
UL012	-8385.168	-6065.491	-2728.242	-4108.315	-459.361	-1955.373
UL013	-8385.168	-6065.491	-2728.242	-4108.315	-459.361	-1955.373
UL014	-6614.902	-4309.447	-2410.985	-2866.015	-548.608	-1412.891
UL015	-6614.902	-4309.447	-2410.985	-2866.015	-548.608	-1412.891
UL016	-8112.184	-5194.918	-3051.823	-3388.175	-758.619	-1655.015
UL017	-8112.184	-5194.918	-3051.823	-3388.175	-758.619	-1655.015
UL018	-7779.666	-4926.326	-3051.823	-3119.582	-758.619	-1655.015
UL019	-7779.666	-4926.326	-3051.823	-3119.582	-758.619	-1655.015
UL020	-9013.437	-5832.203	-3257.160	-3950.303	-758.619	-1880.166
UL021	-9013.437	-5832.203	-3257.160	-3950.303	-758.619	-1880.166
UL022	-4057.805	-3447.558	-1106.044	-2292.812	-27.515	-1130.313
UL023	-7447.864	-5402.715	-2514.691	-3523.702	-459.361	-1721.216
UL024	-7102.046	-5123.379	-2514.691	-3244.365	-459.361	-1721.216
UL025	-8385.168	-6065.491	-2728.242	-4108.315	-459.361	-1955.373
UL026	-6350.306	-4137.069	-2314.545	-2751.374	-526.664	-1356.376

8. 두부보 설계

8.1 내민보의 설계 : 좌측 (절점 7)

1) 내민길이의 산정

: 원형이나 정다각형 기둥인 경우 내민 길이는 정사각형 기둥단면으로 치환하여 구한다.

[도로교 설계기준 5.4.4.1]

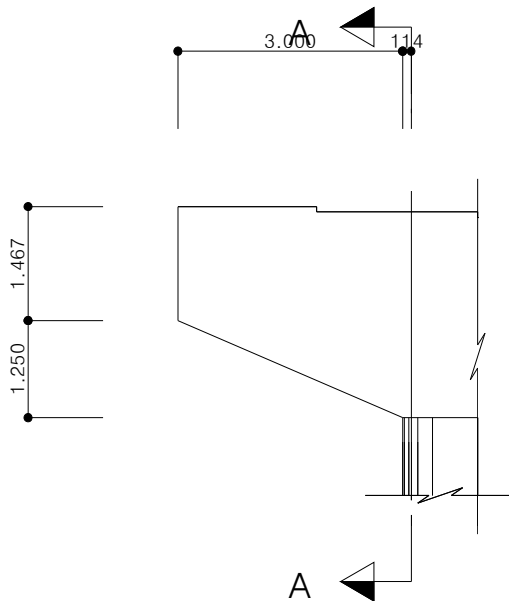
① 기둥의 단면적

$$A = \pi \times 2.000^2 / 4 = 3.142 \text{ m}^2$$

② 치환단면의 한변길이

$$L = \sqrt{3.142} = 1.772 \text{ m}$$

☞ 위험단면은 기둥끝단으로부터 $0.114\text{m} (= 1.000 - 1.772/2)$ 에 위치한다.



2) 브래킷 판정

① 위험단면에서의 작용력 : 『단면력 집계』 참조

$$V_u = 7628.088 \text{ kN} - \text{"UL0-01"}$$

$$M_u = 8927.170 \text{ kN.m}$$

$$N_u = 0.000 \text{ kN}$$

② 브래킷 판정

$$a = 8927.170 / 7628.088 = 1.170 \text{ m}$$

$$d = 2.500 - 0.150 = 2.350 \text{ m}$$

$$a/d = 1.170 / 2.350 = 0.498 \leq 1.0 \therefore \text{브래킷으로 검토}$$

3) 브래킷 검토

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $\Phi=0.80$, $\Phi f=0.80$, $\Phi v=0.80$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	외단깊이(mm)	Vu(kN)
2700.0	2499.5	2349.5	100.0	2209.2	7628.1

$a = 1170.302 \text{ mm}$, $d = 2349.510 \text{ mm}$

$a / d (= 0.498) \leq 1 \rightarrow$ Bracket으로 설계. [콘크리트 구조설계기준] 7.9.2

지압면의 외단깊이 $\geq 0.5d$, $2209.216 \text{ mm} \geq 0.5 \times 2349.510 \text{ mm} \therefore \text{O.K}$

① 설계 단면력 산정

$$V_u = 7628.088 \text{ kN}$$

$$N_{uc} = 0.20 \times 7628.088 = 1525.618 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} M_u &= M_u' + N_{uc} \times (h - d) \\ &= 8927.170 + 1525.618 \times (2.500 - 2.350) \\ &= 9156.013 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

② 전단마찰철근(A_{vf})의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우, [도로교 설계기준] 4.4.6.4

$$\begin{aligned} V_{n\_max} &\leq 0.2 \times f_{ck} \times b_o \times d, 5.6 \times b_o \times d \\ &\leq 0.2 \times 27 \times 2700.000 \times 2349.510 = 34255.861 \text{ kN} \\ &\leq 5.6 \times 2700.000 \times 2349.510 = 35524.596 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\Phi V_{n\_max} = 0.80 \times 34255.861 = 27404.688 \text{ kN} \geq V_u (=7628.088 \text{ kN}) \therefore \text{O.K}$$

$$\begin{aligned} A_{vf} &= \frac{V_u}{\Phi v \times f_y \times \mu} \quad (\Phi v=0.80, \mu=1.4\lambda, \lambda=1.0; \text{일체로 친 보통 콘크리트}) \\ &= 7628088.000 / (0.80 \times 400 \times 1.4) \\ &= 17026.982 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

③ 휨모멘트 철근(A_f)의 설계

$$M_u = 8927.170 + 1525.618 \times (2.500 - 2.350) = 9156.013 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned} a &= \frac{M_u}{\Phi \times A_f \times f_y} \\ &= \frac{9156.013}{0.80 \times f_y \times B} \\ M_n &= M_u / \Phi = A_f \times f_y \times (d - a/2) \rightarrow \text{위의 } a \text{를 대입하여 } A_f \text{를 이차방정식으로 푼다.} \\ d - \sqrt{[d^2 - 4 \times M_n / (1.7 \times f_{ck} \times B \times \Phi)]} \\ A_f &= \frac{2 \times M_n}{f_y \times (1.7 \times f_{ck} \times B)} \\ &= 12402.610 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

④ 수평인장 철근(A_n)의 설계

$$N_{uc} = 0.20 \times 7628.088 = 1525.618 \text{ kN}$$

$$A_n = N_{uc} / (\Phi \times f_y) = 4767.555 \text{ mm}^2$$

⑤ 주인장철근(As)의 산정

주인장철근의 단면적은 (Af + An)과 (2/3 Avf + An) 중 큰값을 취한다.

$$\rightarrow As = 17170.165 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} As(\min) &= 0.04 \times (f_{ck} / f_y) \times B \times d \\ &= 0.04 \times (27 / 400) \times 2700.000 \times 2349.510 \\ &= 17127.930 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Use } As = 21281.400 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 } 150.00 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : H25-11.0EA + H25-10.0EA, \quad d1 = 100.00 \text{ mm}$$

$$2\text{단} : H25-11.0EA + H25-10.0EA, \quad d2 = 200.00 \text{ mm}$$

$$\text{Use } As \geq 17170.165 \text{ mm}^2, \quad 17127.930 \text{ mm}^2 \quad \therefore 0.K$$

⑥ 폐쇄 스테럽, 띠철근(Ah)의 산정

$$\begin{aligned} Ah &= 0.5 \times (As - An) = 0.5 \times (17170.165 - 4767.555) \\ &= 6201.305 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{사용철근량 (1단)} : H19 - 6.0 \text{ EA} = 1719.000 \text{ mm}^2$$

$$\text{철근의 배치 범위} : 2/3 d = 2/3 \times 2349.51 = 1566.34 \text{ mm} \text{ 구간에 } 7.0 \text{ 단 설치}$$

$$\blacktriangleright \text{사용철근량(7.0단)} : H19 - 42.00 \text{ EA} = 12033.000 \text{ mm}^2 \geq 6201.305 \text{ mm}^2 \quad \therefore 0.K$$

4) 외측빔 검토 : 깊은보로 검토

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

$$a = 1.2 < 2d(=4.799) \quad \therefore \text{깊은 보로 전단설계}$$

$$- a/2 = 0.585 \text{ m} \quad (< d = 2.400 \text{ m}) \text{ L 위험단면 위치}$$

$$- Vu = 5513.761 \text{ kN} - \text{"UL0-01}$$

$$\text{부재번호} : 4 \text{ (1단 : 절점4, J단 : 절점5)} \quad \text{부재길이(L)} : 1.075 \text{ m}$$

$$Vui = 5371.153 \text{ kN} \text{ (1단)}, \quad Vuj = 5596.982 \text{ kN} \text{ (J단)}$$

$$\text{검토위치}(Lc) = 2.529 \text{ m} \text{ (두부보 좌측단에서의 거리)}$$

$$\begin{aligned} Vu &= Vui + (Vuj - Vui)/L \times (Lc - 1\text{단 좌표}) \\ &= 5371.153 + (5596.982 - 5371.153)/1.075 \times (2.529 - 1.850) \\ &= 5513.761 \text{ kN} \end{aligned}$$

★ 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2700.0	2340.6	2349.5	5513.8	27.0	400.0

★ 최대전단강도 검토

$$\begin{aligned} \Phi_{\text{Max}} V_n &= \Phi \times 5 \times \sqrt{f_{ck}} / 6 \times b \times d \\ &= 0.80 \times 5 \times \sqrt{27} / 6 \times 2700.00 \times 2349.51 \\ &= 21975.145 \text{ kN} \geq Vu(= 5513.761 \text{ kN}) \quad \therefore 0.K \end{aligned}$$

★ 콘크리트의 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_c &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 2700.00 \times 2349.51 = 4395.029 \text{ kN} \\ &< Vu (= 5513.761 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.} \end{aligned}$$

★ 전단철근의 전단강도

㉠ 수직 전단철근

$$s = 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$A_v = H19 - 6.0 \text{ EA } (=1719.000 \text{ mm}^2) \geq 0.0025 \times b \times s (=1687.500 \text{ mm}^2) \quad \therefore \text{O.K}$$

㉡ 수평 전단철근

$$s_h = 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$A_{vh} = H19 - 6.0 \text{ EA } (=1719.000 \text{ mm}^2) \geq 0.0015 \times b \times s_h (=1012.500 \text{ mm}^2) \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\rightarrow V_s = [A_v/s \times (1+L_n/d)/12 + A_{vh}/s_h \times (11-L_n/d)/12] \times f_y \times d = 6462.093 \text{ kN}$$

★ 설계 전단강도

$$\Phi V_n = \Phi \times (S_s + S_c) = 0.80 \times (6462.093 + 5493.786)$$

$$= 9564.704 \text{ kN} \geq V_u (= 5513.761 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K}$$

5) 수평력에 의한 검토

- 교축방향 지진시 수평력과 두부보관성력으로 교축방향 모멘트를 산정

→ 두부보자중에 의한 관성력 산정 : 설계수평진도 ($K_h = 0.154 \times 1.200 = 0.185$)

$$w_1 = 1.467 \times 3.114 \times 2.700 \times 25.000 \times 0.185 = 57.046 \text{ kN}$$

$$w_2 = 1.250 \times (3.114 - 0.114) / 2 \times 2.700 \times 25.000 \times 0.185 = 23.414 \text{ kN}$$

$$w_3 = 1.250 \times (3.114 - 3.000) \times 2.700 \times 25.000 \times 0.185 = 1.779 \text{ kN}$$

$$V_c = 57.046 + 23.414 + 1.779 = 82.239 \text{ kN}$$

$$M_c = 57.046 \times 1.557 + 23.414 \times 1.114 + 1.779 \times 0.057 = 115.005 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned} V_u &= 95.210 \times \sin 89.40 + 146.262 \times \cos 89.40 + \\ &94.372 \times \sin 89.40 + 146.342 \times \cos 89.40 + \\ &101.175 \times \sin 89.40 + 307.281 \times \cos 89.40 + \\ &82.239(V_c) \end{aligned}$$

$$= 379.262 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} M_u &= 95.210 \times \sin 89.40 \times 2.339 + 146.262 \times \cos 89.40 \times 2.339 + \\ &94.372 \times \sin 89.40 \times 0.189 + 146.342 \times \cos 89.40 \times 0.189 + \\ &101.175 \times \sin 89.40 \times 1.401 + 307.281 \times \cos 89.40 \times 1.401 + \\ &115.005(M_c) \end{aligned}$$

$$= 505.683 \text{ kN.m}$$

★ 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\Phi_f = 0.85$, $\Phi_v = 0.80$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2499.5	2700.0	2600.0	100.0	505.7	379.3

★ 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 4385.100 \times 400.00 = 1754040.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 2499.510 = 57363.762 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 30.577 \text{ mm, } c = 30.577 / \beta_1 = 30.577 / 0.85 = 35.974 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2600.00 - 35.974) / 35.974 = 0.21383$$

$$\epsilon_t \geq 0.00500 \text{ 이므로 인장지배단면이며, } \Phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.}$$

★ 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 572.479 \text{ mm}^2$$

★ 사용철근량 = 4385.1 mm^2 (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 7.660]

$$1\text{단} : H19 - 10.0 \text{ EA, H25} - 3.0 \text{ EA} (= 4385.1 \text{ mm}^2)$$

★ 철근비 검토

$$\rho_{\min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \rho_{\min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{\max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{\text{use}} = A_s / b d = 0.00067$$

$$\rho_{\max} \geq \rho_{\text{use}}, A_s \geq A_s(\text{req}) \times 4/3 \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K (콘.설 6.3.2)}$$

★ 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 30.577 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 4385.100 \times 400 \times (2600.00 - a/2) = 3853.634 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 505.683 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K [안전률 7.621]}$$

★ 전단에 대한 검토 ($d = 2600.00 \text{ mm}$)

$$\Phi V_c = 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 2499.51 \times 2600.00 = 4502.450 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c/2 \geq V_u (= 379.262 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

6) 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 5577.429 \times 1000000 / [21281.400 \times (2349.510 - 456.986/3)] \\ = 119.280 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 21281.400 / 2700.0 + 7 \times 21281.400 / 2700.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 2700.0 \times 2349.5) / (7 \times 21281.400)]} \\ = 456.986 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 21281.4 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 150.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H25} - 21.0 \text{ EA} \quad (= 10640.7 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H25} - 21.0 \text{ EA} \quad (= 10640.7 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 25/2 = 87.50 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{\min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 119.28) - 2.5 \times 87.50 = 441.46 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 119.28) = 528.17 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 441.46 mm 를 적용

$$S = 2700.00 / 21.0 \text{ EA} = 128.57 \leq S_a (= 441.46 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

7) 수평력 검토에 의한 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 505.683 \times 1000000 / [4385.100 \times (2600.000 - 240.722/3)] \\ = 45.766 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 4385.100 / 2499.5 + 7 \times 4385.100 / 2499.5 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 2499.5 \times 2600.0) / (7 \times 4385.100)]} \\ = 240.722 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 4385.1 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 100.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H19} - 10.0 \text{ EA}, \text{H25} - 3.0 \text{ EA} \quad (= 4385.1 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 25/2 = 87.50 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{\min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 45.77) - 2.5 \times 87.50 = 1501.97 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 45.77) = 1376.58 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 1376.58 mm 를 적용

$$S = 2499.51 / 13.0 \text{ EA} = 192.27 \leq S_a (= 1376.58 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

8.2 내민보의 설계 : 우측 (절점 10)

1) 내민길이의 산정

: 원형이나 정다각형 기둥인 경우 내민 길이는 정사각형 기둥단면으로 치환하여 구한다.

[도로교 설계기준 5.4.4.1]

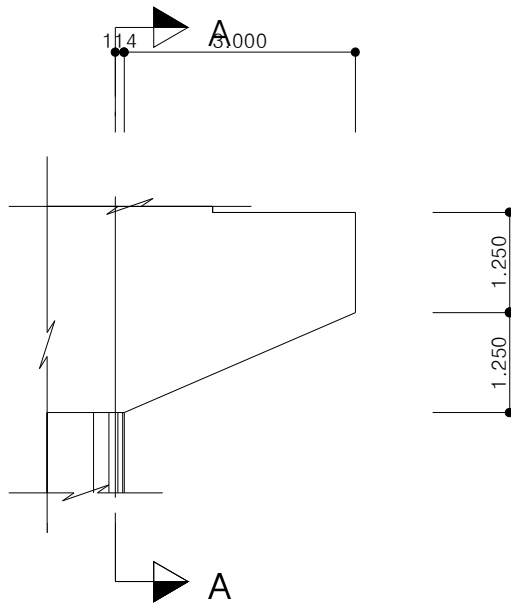
① 기둥의 단면적

$$A = \pi \times 2.000^2 / 4 = 3.142 \text{ m}^2$$

② 치환단면의 한변길이

$$L = \sqrt{3.142} = 1.772 \text{ m}$$

☞ 위험단면은 기둥끝단으로부터 $0.114\text{m} (= 1.000 - 1.772/2)$ 에 위치한다.



2) 브래킷 판정

① 위험단면에서의 작용력 : 『단면력 집계』 참조

$$V_u = 7143.553 \text{ kN} - \text{"UL0-03"}$$

$$M_u = 10933.850 \text{ kN.m}$$

$$N_u = 0.000 \text{ kN}$$

② 브래킷 판정

$$a = 10933.850 / 7143.553 = 1.531 \text{ m}$$

$$d = 2.500 - 0.150 = 2.350 \text{ m}$$

$$a/d = 1.531 / 2.350 = 0.651 \leq 1.0 \quad \therefore \text{브래킷으로 검토}$$

3) 브래킷 검토

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $\Phi=0.80$, $\Phi f=0.80$, $\Phi v=0.80$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	외단깊이(mm)	Vu(kN)
2700.0	2499.5	2349.5	100.0	1909.3	7143.6

$a = 1530.590 \text{ mm}$, $d = 2349.510 \text{ mm}$

$a / d (= 0.651) \leq 1 \rightarrow$ Bracket으로 설계. [콘크리트 구조설계기준] 7.9.2

지압면의 외단깊이 $\geq 0.5d$, $1909.265 \text{ mm} \geq 0.5 \times 2349.510 \text{ mm} \therefore \text{O.K}$

① 설계 단면력 산정

$$V_u = 7143.553 \text{ kN}$$

$$N_{uc} = 0.20 \times 7143.553 = 1428.711 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} M_u &= M_u' + N_{uc} \times (h - d) \\ &= 10933.850 + 1428.711 \times (2.500 - 2.350) \\ &= 11148.157 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

② 전단마찰철근(A_{vf})의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우, [도로교 설계기준] 4.4.6.4

$$\begin{aligned} V_{n\_max} &\leq 0.2 \times f_{ck} \times b_o \times d, 5.6 \times b_o \times d \\ &\leq 0.2 \times 27 \times 2700.000 \times 2349.510 = 34255.861 \text{ kN} \\ &\leq 5.6 \times 2700.000 \times 2349.510 = 35524.596 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\Phi V_{n\_max} = 0.80 \times 34255.861 = 27404.688 \text{ kN} \geq V_u (=7143.553 \text{ kN}) \therefore \text{O.K}$$

$$\begin{aligned} A_{vf} &= \frac{V_u}{\Phi v \times f_y \times \mu} \quad (\Phi v=0.80, \mu=1.4\lambda, \lambda=1.0; \text{일체로 친 보통 콘크리트}) \\ &= 7143553.000 / (0.80 \times 400 \times 1.4) \\ &= 15945.431 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

③ 휨모멘트 철근(A_f)의 설계

$$M_u = 10933.850 + 1428.711 \times (2.500 - 2.350) = 11148.157 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned} a &= \frac{M_u}{\Phi \times A_f \times f_y} \\ &= \frac{11148.157}{0.80 \times f_y \times B} \\ M_n &= M_u / \Phi = A_f \times f_y \times (d - a/2) \rightarrow \text{위의 } a \text{를 대입하여 } A_f \text{를 이차방정식으로 푼다.} \\ d - \sqrt{[d^2 - 4 \times M_n / (1.7 \times f_{ck} \times B \times \Phi)]} \\ A_f &= \frac{2 \times M_n}{f_y \times (1.7 \times f_{ck} \times B)} \\ &= 15163.370 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

④ 수평인장 철근(A_n)의 설계

$$N_{uc} = 0.20 \times 7143.553 = 1428.711 \text{ kN}$$

$$A_n = N_{uc} / (\Phi \times f_y) = 4464.721 \text{ mm}^2$$

⑤ 주인장철근(As)의 산정

주인장철근의 단면적은 (Af + An)과 (2/3 Avf + An) 중 큰값을 취한다.

$$\rightarrow As = 19628.090 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} As(\min) &= 0.04 \times (f_{ck} / f_y) \times B \times d \\ &= 0.04 \times (27 / 400) \times 2700.000 \times 2349.510 \\ &= 17127.930 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Use } As = 21281.400 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 } 150.00 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : H25-11.0EA + H25-10.0EA, \quad d1 = 100.00 \text{ mm}$$

$$2\text{단} : H25-11.0EA + H25-10.0EA, \quad d2 = 200.00 \text{ mm}$$

$$\text{Use } As \geq 19628.090 \text{ mm}^2, \quad 17127.930 \text{ mm}^2 \quad \therefore 0.K$$

⑥ 폐쇄 스테럽, 띠철근(Ah)의 산정

$$\begin{aligned} Ah &= 0.5 \times (As - An) = 0.5 \times (19628.090 - 4464.721) \\ &= 7581.685 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{사용철근량 (1단)} : H19 - 6.0 \text{ EA} = 1719.000 \text{ mm}^2$$

$$\text{철근의 배치 범위} : 2/3 d = 2/3 \times 2349.51 = 1566.34 \text{ mm} \text{ 구간에 } 7.0 \text{ 단 설치}$$

$$\blacktriangleright \text{사용철근량}(7.0\text{단}) : H19 - 42.00 \text{ EA} = 12033.000 \text{ mm}^2 \geq 7581.685 \text{ mm}^2 \quad \therefore 0.K$$

4) 외측빔 검토 : 깊은보로 검토

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

$$a = 1.5 < 2d(=4.799) \quad \therefore \text{깊은 보로 전단설계}$$

$$- a/2 = 0.765 \text{ m} \quad (< d = 2.400 \text{ m}) \text{ L 위험단면 위치}$$

$$- Vu = 4976.057 \text{ kN} - \text{"UL0-03}$$

$$\text{부재번호} : 12 \text{ (I단 : 절점12, J단 : 절점13)} \quad \text{부재길이(L)} : 1.075 \text{ m}$$

$$V_{ui} = -5093.329 \text{ kN (I단)}, \quad V_{uj} = -4874.574 \text{ kN (J단)}$$

$$\text{검토위치}(L_c) = 5.651 \text{ m} \text{ (두부분 좌측단에서의 거리)}$$

$$Vu = V_{ui} + (V_{uj} - V_{ui})/L \times (L_c - \text{I단 좌표})$$

$$= -5093.329 + (-4874.574 - -5093.329)/1.075 \times (5.651 - 5.075)$$

$$= -4976.057 \text{ kN}$$

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2700.0	3061.2	2349.5	4976.1	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

$$\Phi_{\text{Max}} V_n = \Phi \times 5 \times \sqrt{f_{ck}} / 6 \times b \times d$$

$$= 0.80 \times 5 \times \sqrt{27} / 6 \times 2700.00 \times 2349.51$$

$$= 21975.145 \text{ kN} \geq Vu(= 4976.057 \text{ kN}) \quad \therefore 0.K$$

* 콘크리트의 전단강도

$$\Phi V_c = 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 2700.00 \times 2349.51 = 4395.029 \text{ kN}$$

$$< Vu (= 4976.057 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.}$$

★ 전단철근의 전단강도

㉠ 수직 전단철근

$$s = 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$A_v = H_{19} - 6.0 \text{ EA } (=1719.000 \text{ mm}^2) \geq 0.0025 \times b \times s (=1687.500 \text{ mm}^2) \quad \therefore \text{O.K}$$

㉡ 수평 전단철근

$$s_h = 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$A_{vh} = H_{19} - 6.0 \text{ EA } (=1719.000 \text{ mm}^2) \geq 0.0015 \times b \times s_h (=1012.500 \text{ mm}^2) \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\rightarrow V_s = [A_v/s \times (1+L_n/d)/12 + A_{vh}/s_h \times (11-L_n/d)/12] \times f_y \times d = 6462.093 \text{ kN}$$

★ 설계 전단강도

$$\Phi V_n = \Phi \times (S_s + S_c) = 0.80 \times (6462.093 + 5493.786)$$

$$= 9564.704 \text{ kN} \geq V_u (= 4976.057 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K}$$

5) 수평력에 의한 검토

- 교축방향 지진시 수평력과 두부보관성력으로 교축방향 모멘트를 산정

→ 두부보자중에 의한 관성력 산정 : 설계수평진도 ($K_h = 0.154 \times 1.200 = 0.185$)

$$w_1 = 1.467 \times 3.114 \times 2.700 \times 25.000 \times 0.185 = 57.046 \text{ kN}$$

$$w_2 = 1.250 \times (3.114 - 0.114) / 2 \times 2.700 \times 25.000 \times 0.185 = 23.414 \text{ kN}$$

$$w_3 = 1.250 \times (3.114 - 3.000) \times 2.700 \times 25.000 \times 0.185 = 1.779 \text{ kN}$$

$$V_c = 57.046 + 23.414 + 1.779 = 82.239 \text{ kN}$$

$$M_c = 57.046 \times 1.557 + 23.414 \times 1.114 + 1.779 \times 0.057 = 115.005 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned} V_u &= 93.184 \times \sin 89.40 + 146.261 \times \cos 89.40 + \\ &93.659 \times \sin 89.40 + 146.039 \times \cos 89.40 + \\ &101.781 \times \sin 89.40 + 304.053 \times \cos 89.40 + \\ &82.239(V_c) \end{aligned}$$

$$= 377.092 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} M_u &= 93.184 \times \sin 89.40 \times 0.189 + 146.261 \times \cos 89.40 \times 0.189 + \\ &93.659 \times \sin 89.40 \times 2.339 + 146.039 \times \cos 89.40 \times 2.339 + \\ &101.781 \times \sin 89.40 \times 1.427 + 304.053 \times \cos 89.40 \times 1.427 + \\ &115.005(M_c) \end{aligned}$$

$$= 505.335 \text{ kN.m}$$

★ 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\Phi_f = 0.85$, $\Phi_v = 0.80$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2499.5	2700.0	2600.0	100.0	505.3	377.1

★ 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 4385.100 \times 400.00 = 1754040.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 2499.510 = 57363.762 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 30.577 \text{ mm, } c = 30.577 / \beta_1 = 30.577 / 0.85 = 35.974 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2600.00 - 35.974) / 35.974 = 0.21383$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, \quad A_s = 572.085 \text{ mm}^2$$

★ 사용철근량 = 4385.1 mm^2 (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 7.665]

1단 : H19 - 10.0 EA, H25 - 3.0 EA (= 4385.1 mm^2)

★ 철근비 검토

$$\rho_{\min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \quad \rho_{\min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{\max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{\text{use}} = A_s / b d = 0.00067$$

$$\rho_{\max} \geq \rho_{\text{use}}, \quad A_s \geq A_s(\text{req}) \times 4/3 \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K (콘.설 6.3.2)}$$

★ 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 30.577 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 4385.100 \times 400 \times (2600.00 - a/2) = 3853.634 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 505.335 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 7.626]}$$

★ 전단에 대한 검토 ($d = 2600.00 \text{ mm}$)

$$\Phi V_c = 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 2499.51 \times 2600.00 = 4502.450 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c/2 \geq V_u (= 377.092 \text{ kN}) , \text{ 전단보강 불필요.}$$

6) 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 8095.669 \times 1000000 / [21281.400 \times (2349.510 - 456.986/3)] \\ = 173.136 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 21281.400 / 2700.0 + 7 \times 21281.400 / 2700.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 2700.0 \times 2349.5) / (7 \times 21281.400)]} \\ = 456.986 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 21281.4 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 150.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H25} - 21.0 \text{ EA} \quad (= 10640.7 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H25} - 21.0 \text{ EA} \quad (= 10640.7 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 25/2 = 87.50 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{\min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 173.14) - 2.5 \times 87.50 = 236.10 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 173.14) = 363.88 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 236.10 mm 를 적용

$$S = 2700.00 / 21.0 \text{ EA} = 128.57 \leq S_a (= 236.10 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

7) 수평력 검토에 의한 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 505.335 \times 1000000 / [4385.100 \times (2600.000 - 240.722/3)] \\ = 45.734 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 4385.100 / 2499.5 + 7 \times 4385.100 / 2499.5 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 2499.5 \times 2600.0) / (7 \times 4385.100)]} \\ = 240.722 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 4385.1 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 100.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H19} - 10.0 \text{ EA}, \text{H25} - 3.0 \text{ EA} \quad (= 4385.1 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 25/2 = 87.50 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{\min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 45.73) - 2.5 \times 87.50 = 1503.16 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 45.73) = 1377.53 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 1377.53 mm 를 적용

$$S = 2499.51 / 13.0 \text{ EA} = 192.27 \leq S_a (= 1377.53 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

8.3 교량받침 위치 검토

1) 받침위치1(교량받침1) : UL0-01(절점 2)

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

$$a = 0.178 (382.10/2152.57) < 2d(=3.380) \quad \therefore \text{깊은 보로 전단설계}$$

★ 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2700.0	2340.6	1689.9	2152.6	27.0	400.0

★ 최대전단강도 검토

$$\begin{aligned} \Phi_{\text{Max}} V_n &= \Phi \times 5 \times \sqrt{f_{ck}} / 6 \times b \times d \\ &= 0.80 \times 5 \times \sqrt{27} / 6 \times 2700.00 \times 1689.92 \\ &= 15805.916 \text{ kN} \geq V_u (= 2152.574 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

★ 콘크리트의 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_c &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 2700.00 \times 1689.92 = 3161.183 \text{ kN} \\ &\geq V_u (= 2152.574 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.} \end{aligned}$$

- 사용성 검토

① 응력 산정

$$\begin{aligned} f_s &= M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 547.460 \times 1000000 / [3040.200 \times (1689.917 - 155.525/3)] \\ &= 109.930 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \chi &= -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ &= -7 \times 3040.200/2700.0 + 7 \times 3040.200/2700.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 2700.0 \times 1689.9 / (7 \times 3040.200)} \\ &= 155.525 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{사용철근량} = 3040.2 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 : } 100.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H25} - 6.0 \text{ EA} (= 3040.2 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 25/2 = 87.50 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{\text{min}} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 109.93) - 2.5 \times 87.50 = 497.61 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 109.93) = 573.09 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 497.61 mm 를 적용

$$S = 2700.00 / 6.0 \text{ EA} = 450.00 \leq S_a (= 497.61 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

2) 받침위치2(교량받침5) : UL0-01(절점 3)

: L_n 이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

$$a = 0.320 (1711.15/5345.00) < 2d(=4.067) \quad \therefore \text{깊은 보로 전단설계}$$

★ 단면제원 및 설계가정

B(mm)	L_n (mm)	d(mm)	V_u (kN)	f_{ck} (MPa)	f_y (MPa)
1325.0	2340.6	1983.4	5345.0	27.0	400.0

★ 최대전단강도 검토

$$\begin{aligned} \Phi_{\text{Max}} V_n &= \Phi \times 5 \times \sqrt{f_{ck}} / 6 \times b \times d \\ &= 0.80 \times 5 \times \sqrt{27} / 6 \times 1325.00 \times 1983.40 \\ &= 9103.672 \text{ kN} \geq V_u (= 5344.999 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

★ 콘크리트의 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_c &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1325.00 \times 1983.40 = 1820.734 \text{ kN} \\ &< V_u (= 5344.999 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.} \end{aligned}$$

★ 전단철근의 전단강도

㉠ 수직 전단철근

$$\begin{aligned} s &= 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K.} \\ A_v &= H19 - 6.0 \text{ EA } (=1719.000 \text{ mm}^2) \geq 0.0025 \times b \times s (=828.125 \text{ mm}^2) \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

㉡ 수평 전단철근

$$\begin{aligned} s_h &= 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K.} \\ A_{vh} &= H19 - 6.0 \text{ EA } (=1719.000 \text{ mm}^2) \geq 0.0015 \times b \times s_h (=496.875 \text{ mm}^2) \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

$$\rightarrow V_s = [A_v/s \times (1+L_n/d)/12 + A_{vh}/s_h \times (1-L_n/d)/12] \times f_y \times d = 5455.141 \text{ kN}$$

★ 설계 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_n &= \Phi \times (S_s + S_c) = 0.80 \times (5455.141 + 2275.918) \\ &= 6184.847 \text{ kN} \geq V_u (= 5344.999 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

- 사용성 검토

① 응력 산정

$$\begin{aligned} f_s &= M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 1083.194 \times 1000000 / [10134.000 \times (1983.399 - 410.403/3)] \\ &= 57.883 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \chi &= -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ &= -7 \times 10134.000/1325.0 + 7 \times 10134.000/1325.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 1325.0 \times 1983.4 / (7 \times 10134.000)} \\ &= 410.403 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{사용철근량} = 10134.0 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 : } 150.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H25} - 10.0 \text{ EA } (= 5067.0 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H25} - 10.0 \text{ EA } (= 5067.0 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 25/2 = 87.50 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{\min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 57.88) - 2.5 \times 87.50 = 1141.75 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 57.88) = 1088.40 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 1088.40 mm 를 적용

$$S = 1325.00 / 10.0 \text{ EA} = 132.50 \leq S_a (= 1088.40 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

3) 받침위치3(교량받침2) : UL0-01(절점 5)

: L_n 이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

$$a = 1.043 (7913.20/7584.26) < 2d(=5.036) \quad \therefore \text{깊은 보로 전단설계}$$

★ 단면제원 및 설계가정

B(mm)	L_n (mm)	d(mm)	V_u (kN)	f_{ck} (MPa)	f_y (MPa)
2700.0	2340.6	2468.1	7584.3	27.0	400.0

★ 최대전단강도 검토

$$\begin{aligned} \Phi_{\text{Max}} V_n &= \Phi \times 5 \times \sqrt{f_{ck}} / 6 \times b \times d \\ &= 0.80 \times 5 \times \sqrt{27} / 6 \times 2700.00 \times 2468.09 \\ &= 23084.247 \text{ kN} \geq V_u(= 7584.257 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

★ 콘크리트의 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_c &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 2700.00 \times 2468.09 = 4616.849 \text{ kN} \\ &< V_u (= 7584.257 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.} \end{aligned}$$

★ 전단철근의 전단강도

㉠ 수직 전단철근

$$s = 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K.}$$

$$A_v = H_{19} - 6.0 \text{ EA } (=1719.000 \text{ mm}^2) \geq 0.0025 \times b \times s (=1687.500 \text{ mm}^2) \quad \therefore \text{O.K.}$$

㉡ 수평 전단철근

$$s_h = 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K.}$$

$$A_{vh} = H_{19} - 6.0 \text{ EA } (=1719.000 \text{ mm}^2) \geq 0.0015 \times b \times s_h (=1012.500 \text{ mm}^2) \quad \therefore \text{O.K.}$$

$$\rightarrow V_s = [A_v/s \times (1+L_n/d)/12 + A_{vh}/s_h \times (11-L_n/d)/12] \times f_y \times d = 6788.240 \text{ kN}$$

★ 설계 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_n &= \Phi \times (S_s + S_c) = 0.80 \times (6788.240 + 5771.062) \\ &= 10047.441 \text{ kN} \geq V_u(= 7584.257 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

- 사용성 검토

① 응력 산정

$$\begin{aligned} f_s &= M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 4977.659 \times 1000000 / [21281.400 \times (2468.092 - 469.605/3)] \\ &= 101.186 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \chi &= -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ &= -7 \times 21281.400/2700.0 + 7 \times 21281.400/2700.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 2700.0 \times 2468.1/(7 \times 21281.400)} \\ &= 469.605 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{사용철근량} = 21281.4 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 : } 150.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : H_{25} - 21.0 \text{ EA } (= 10640.7 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : H_{25} - 21.0 \text{ EA } (= 10640.7 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 25/2 = 87.50 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{\min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 101.19) - 2.5 \times 87.50 = 559.52 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 101.19) = 622.62 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 559.52 mm 를 적용

$$S = 2700.00 / 21.0 \text{ EA} = 128.57 \leq S_a (= 559.52 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

4) 받침위치4(교량받침3) : UL0-03(절점 12)

: L_n 이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

$$a = 1.350 (9587.75/7100.97) < 2d(=4.886) \quad \therefore \text{깊은 보로 전단설계}$$

★ 단면제원 및 설계가정

B(mm)	L_n (mm)	d(mm)	V_u (kN)	f_{ck} (MPa)	f_y (MPa)
2700.0	3061.2	2393.2	7101.0	27.0	400.0

★ 최대전단강도 검토

$$\begin{aligned} \Phi_{\text{Max}} V_n &= \Phi \times 5 \times \sqrt{f_{ck}} / 6 \times b \times d \\ &= 0.80 \times 5 \times \sqrt{27} / 6 \times 2700.00 \times 2393.22 \\ &= 22383.980 \text{ kN} \geq V_u (= 7100.966 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

★ 콘크리트의 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_c &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 2700.00 \times 2393.22 = 4476.796 \text{ kN} \\ &< V_u (= 7100.966 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.} \end{aligned}$$

★ 전단철근의 전단강도

㉠ 수직 전단철근

$$s = 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K.}$$

$$A_v = H_{19} - 6.0 \text{ EA } (=1719.000 \text{ mm}^2) \geq 0.0025 \times b \times s (=1687.500 \text{ mm}^2) \quad \therefore \text{O.K.}$$

㉡ 수평 전단철근

$$s_h = 71.02 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K.}$$

$$A_{vh} = H_{19} - 6.0 \text{ EA } (=1719.000 \text{ mm}^2) \geq 0.0015 \times b \times s_h (=287.646 \text{ mm}^2) \quad \therefore \text{O.K.}$$

$$\rightarrow V_s = [A_v/s \times (1+L_n/d)/12 + A_{vh}/s_h \times (11-L_n/d)/12] \times f_y \times d = 20019.128 \text{ kN}$$

★ 설계 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_n &= \Phi \times (S_s + S_c) = 0.80 \times (20019.128 + 5595.995) \\ &= 20492.098 \text{ kN} \geq V_u (= 7100.966 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

- 사용성 검토

① 응력 산정

$$\begin{aligned} f_s &= M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 7210.750 \times 1000000 / [21281.400 \times (2393.222 - 461.674/3)] \\ &= 151.308 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \chi &= -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ &= -7 \times 21281.400/2700.0 + 7 \times 21281.400/2700.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 2700.0 \times 2393.2/(7 \times 21281.400)} \\ &= 461.674 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{사용철근량} = 21281.4 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 : } 150.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : H_{25} - 21.0 \text{ EA } (= 10640.7 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : H_{25} - 21.0 \text{ EA } (= 10640.7 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 25/2 = 87.50 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{\min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 151.31) - 2.5 \times 87.50 = 301.71 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 151.31) = 416.37 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 301.71 mm 를 적용

$$S = 2700.00 / 21.0 \text{ EA} = 128.57 \leq S_a (= 301.71 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

5) 받침위치5(교량받침6) : UL0-03(절점 14)

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

$$a = 0.623 (3018.03/4845.63) < 2d(=3.713) \quad \therefore \text{깊은 보로 전단설계}$$

★ 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
1325.0	3061.2	1806.4	4845.6	27.0	400.0

★ 최대전단강도 검토

$$\begin{aligned} \Phi_{\text{Max}} V_n &= \Phi \times 5 \times \sqrt{f_{ck}} / 6 \times b \times d \\ &= 0.80 \times 5 \times \sqrt{27} / 6 \times 1325.00 \times 1806.36 \\ &= 8291.096 \text{ kN} \geq V_u (= 4845.632 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

★ 콘크리트의 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_c &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1325.00 \times 1806.36 = 1658.219 \text{ kN} \\ &< V_u (= 4845.632 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.} \end{aligned}$$

★ 전단철근의 전단강도

㉠ 수직 전단철근

$$s = 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$A_v = H_{19} - 6.0 \text{ EA} (=1719.000 \text{ mm}^2) \geq 0.0025 \times b \times s (=828.125 \text{ mm}^2) \quad \therefore \text{O.K}$$

㉡ 수평 전단철근

$$s_h = 3.94 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$A_{vh} = H_{19} - 6.0 \text{ EA} (=1719.000 \text{ mm}^2) \geq 0.0015 \times b \times s_h (=7.826 \text{ mm}^2) \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\rightarrow V_s = [A_v/s \times (1+L_n/d)/12 + A_{vh}/s_h \times (11-L_n/d)/12] \times f_y \times d = 245713.421 \text{ kN}$$

★ 설계 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_n &= \Phi \times \text{Max } S_n = 0.80 \times 10363.870 (\because \text{Max } S_n \leq S_s + S_c) \\ &= 8291.096 \text{ kN} \geq V_u (= 4845.632 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- 사용성 검토

① 응력 산정

$$\begin{aligned} f_s &= M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 2605.728 \times 1000000 / [10134.000 \times (1806.365 - 389.503/3)] \\ &= 153.369 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \chi &= -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ &= -7 \times 10134.000/1325.0 + 7 \times 10134.000/1325.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 1325.0 \times 1806.4/(7 \times 10134.000)} \\ &= 389.503 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{사용철근량} = 10134.0 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 : } 150.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : H_{25} - 10.0 \text{ EA} (= 5067.0 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : H_{25} - 10.0 \text{ EA} (= 5067.0 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 25/2 = 87.50 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{\min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 153.37) - 2.5 \times 87.50 = 294.72 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 153.37) = 410.77 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 294.72 mm 를 적용

$$S = 1325.00 / 10.0 \text{ EA} = 132.50 \leq S_a (= 294.72 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

6) 받침위치6(교량받침4) : UL0-03(절점 15)

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

$$a = 0.202 (459.36/2273.12) < 2d(=2.945) \quad \therefore \text{깊은 보로 전단설계}$$

★ 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2700.0	3061.2	1422.4	2273.1	27.0	400.0

★ 최대전단강도 검토

$$\begin{aligned} \Phi_{\text{Max}} V_n &= \Phi \times 5 \times \sqrt{f_{ck}} / 6 \times b \times d \\ &= 0.80 \times 5 \times \sqrt{27} / 6 \times 2700.00 \times 1422.43 \\ &= 13304.065 \text{ kN} \geq V_u (= 2273.120 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

★ 콘크리트의 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_c &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 2700.00 \times 1422.43 = 2660.813 \text{ kN} \\ &\geq V_u (= 2273.120 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.} \end{aligned}$$

- 사용성 검토

① 응력 산정

$$\begin{aligned} f_s &= M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 606.895 \times 1000000 / [21281.400 \times (1422.427 - 344.834/3)] \\ &= 21.811 \text{ MPa} \\ \chi &= -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ &= -7 \times 21281.400/2700.0 + 7 \times 21281.400/2700.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 2700.0 \times 1422.4)/(7 \times 21281.400)]} \\ &= 344.834 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{사용철근량} = 21281.4 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 : } 150.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H25} - 21.0 \text{ EA} \quad (= 10640.7 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H25} - 21.0 \text{ EA} \quad (= 10640.7 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 25/2 = 87.50 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{\text{min}} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 21.81) - 2.5 \times 87.50 = 3391.80 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 21.81) = 2888.44 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 2888.44 mm 를 적용

$$S = 2700.00 / 21.0 \text{ EA} = 128.57 \leq S_a (= 2888.44 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

9. 기동 설계

9.1 교축직각방향

1) 기동부재력 집계 : 하단

구 분	Pe(kN)	Pu(kN)	M1(kN.m)	M2(kN.m)	V(kN)	△(m)	비 고
UL001	-9939.483	-14597.699	159.796	1392.219	-500.650	0.00041	축력최대
UL007	-9939.483	-12183.314	9036.191	12283.252	-1050.462	0.00556	모멘트최대
UL022	-7645.756	-7645.756	3450.205	7344.925	1246.470	0.00008	탄성설계
UL022	-7645.756	-7645.756	1250.111	2548.351	1246.470	0.00008	소성설계
UE020	-7263.468	-9420.998	8643.626	11765.800	-1010.059	0.00532	편심최대

註) Pe : 장기지속축력 (= 고정하중에 의한 축력 x 고정하중계수)

Pu : 전체축력, M1, M2 : 기동상단, 하단 모멘트

Vu : 전단력, △ : 기동상단의 변위량

※ 소성설계시 지진시 모멘트에 대하여 응답수정계수(R=3.0)로 나눈 값을 적용한다

2) 기동검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.005	0.011	0.060	0.K	47731.934	14597.699	1395.009	3.270	0.K
모멘트최대	0.005	0.011	0.060	0.K	15744.136	12183.314	12445.037	1.292	0.K
탄성설계	0.005	0.011	0.060	0.K	21309.251	7645.756	7344.925	2.787	0.K
편심최대	0.005	0.011	0.060	0.K	12483.445	9420.998	11884.646	1.325	0.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 16, UL001)

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$, $\theta=90.000^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1888.864	14597.699	1395.009	95.564

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

$$Q = \sum P_u \cdot \Delta / (V_u \cdot L_c)$$

$$= 14597.699 \times 0.00041 / (-500.650 \times 5.083)$$

$$= 0.002$$

여기서, $\sum P_u$: 총전체의 수직하중

Δ : 총상단의 상대변위

V_u : 총전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 5.083 m)

㉣ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, $k = 2.100$

세장비 $\lambda = k \times L_u / r \leq 22$

$$= 2.100 \times 5.817 / 0.500$$

$$= 24.431 > 22.000 \quad \therefore \text{장주}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.500$: 부재단면의 최소회전반경

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 5.817 m)

㉤ 모멘트 확대계수 산정

$$\delta_s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$$

$$= 1 / (1 - 0.002)$$

$$= 1.002$$

㉥ 확대 모멘트 산정

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s \times M_{1s}$$

$$= 0.000 + 1.002 \times 159.796$$

$$= 160.116 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s \times M_{2s}$$

$$= 0.000 + 1.002 \times 1392.219$$

$$= 1395.009 \text{ kN.m}$$

㉦ 철근비 검토

$$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2, A_{st} = 34839.00 \text{ mm}^2, \rho_{use} = 0.01109$$

$$- 1\text{단} : \text{H22} - 45\text{EA} (A_s=17419.500 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : \text{H22} - 45\text{EA} (A_s=17419.500 \text{ mm}^2), d_2 = 122.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0111) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y) \} = 967247.482 \text{ mm}^2$$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉔ 평형하중 산정

$$\begin{aligned}
 c_b &= 600 / (600 + f_y) \times d = 1133.318 \text{ mm}, & a_b &= k_1 \times c_b = 963.321 \text{ mm} \\
 C_c &= 0.85 \times 27.0 \times 1497511.429 = 34367.887 \text{ kN}, & \sum C_{si} &= 5294.695 \text{ kN}, & \sum T_{si} &= 4044.785 \text{ kN} \\
 P_b &= 34367.887 + 5294.695 - 4044.785 & &= 35617.798 \text{ kN} \\
 M_b &= C_c \times 925.985 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) & &= 21644.611 \text{ kN.m} \\
 e_b &> e \rightarrow \text{압축 파괴} & (e_b = M_b/P_b = 607.691 \text{ mm}, & e = M_u/P_u = 95.564 \text{ mm})
 \end{aligned}$$

㉕ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 2058.055 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1749.347 \text{ mm}$ 를 사용.

$$\begin{aligned}
 C_c &= 0.85 \times 27.0 \times 2914220.046 = 66881.350 \text{ kN} \\
 \sum C_{si} &= 8628.455 \text{ kN}, & \sum T_{si} &= 0.000 \text{ kN} \\
 P_n &= 66881.350 + 8628.455 - 0.000 & &= 75509.805 \text{ kN} \\
 M_n &= C_c \times 941.143 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) & &= 7216.111 \text{ kN.m} \\
 \text{- 편심오차 : } &|e - M_n/P_n (= 95.565)| & &= 0.0016 \leq 0.010 \quad \therefore \text{허용오차 만족}
 \end{aligned}$$

㉖ 강도감소계수(Φ) 산정

$$\begin{aligned}
 d_t &= 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm} \\
 c &= 2058.055 \text{ mm}, & a &= k_1 \times c = 1749.347 \text{ mm} \\
 \epsilon_y &= f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020 \\
 \epsilon_t &= 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 2058.05) / 2058.05 = -0.00023 \\
 \epsilon_t &\leq \epsilon_y \text{ 이므로 압축지배단면이며, } \Phi & &= 0.70 \text{ 를 적용한다.}
 \end{aligned}$$

㉗ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\begin{aligned}
 \text{Max } P_n &= 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 68188.477 \text{ kN} < P_n = 75509.805 \text{ kN} \\
 \Phi P_n &= 0.70 \times 68188.477 = 47731.934 \text{ kN} \geq P_u = 14597.699 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K} \\
 \Phi M_n &= \Phi P_n \times 0.096 = 4561.437 \text{ kN.m} \geq M_u = 1395.009 \text{ kN.m} \quad \therefore \text{O.K}
 \end{aligned}$$

② 모멘트최대 : (부재 16, UL007)

㉞ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$, $\theta=90.000$ 도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1888.864	12183.314	12445.037	1021.482

㉞ 압축부재의 장주효과

㉞ 총 안정지수 산정

$$Q = \sum P_u \Delta / (V_u L_c)$$

$$= 12183.314 \times 0.00556 / (-1050.462 \times 5.083)$$

$$= 0.013$$

여기서, $\sum P_u$: 총전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

V_u : 층전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 5.083 m)

㉞ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, $k = 2.100$

세장비 $\lambda = k \times L_u / r \leq 22$

$$= 2.100 \times 5.817 / 0.500$$

$$= 24.431 > 22.000 \quad \therefore \text{장주}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.500$: 부재단면의 최소회전반경

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 5.817 m)

㉞ 모멘트 확대계수 산정

$$\delta_s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$$

$$= 1 / (1 - 0.013)$$

$$= 1.013$$

㉞ 확대 모멘트 산정

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s \times M_{1s}$$

$$= 0.000 + 1.013 \times 9036.191$$

$$= 9155.209 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s \times M_{2s}$$

$$= 0.000 + 1.013 \times 12283.252$$

$$= 12445.037 \text{ kN.m}$$

㉞ 철근비 검토

$$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2, A_{st} = 34839.00 \text{ mm}^2, \rho_{use} = 0.01109$$

$$- 1\text{단} : \text{H22} - 45\text{EA} (A_s=17419.500 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : \text{H22} - 45\text{EA} (A_s=17419.500 \text{ mm}^2), d_2 = 122.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{\min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0111) \leq \rho_{\max} (= 0.0600) \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\rho_{\min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \times f_{ck} + 0.01 \times f_y) \} = 807269.679 \text{ mm}^2$$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉔ 평형하중 산정

$$\begin{aligned}
 c_b &= 600 / (600 + f_y) \times d = 1133.318 \text{ mm}, & a_b &= k_1 \times c_b = 963.321 \text{ mm} \\
 C_c &= 0.85 \times 27.0 \times 1497511.429 = 34367.887 \text{ kN}, & \sum C_{si} &= 5294.695 \text{ kN}, & \sum T_{si} &= 4044.785 \text{ kN} \\
 P_b &= 34367.887 + 5294.695 - 4044.785 & &= 35617.798 \text{ kN} \\
 M_b &= C_c \times 925.985 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) & &= 21644.611 \text{ kN.m} \\
 e_b &< e \rightarrow \text{인장 파괴} & (e_b &= M_b/P_b = 607.691 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 1021.482 \text{ mm})
 \end{aligned}$$

㉕ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 810.504 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 688.929 \text{ mm}$ 를 사용.

$$\begin{aligned}
 C_c &= 0.85 \times 27.0 \times 958872.785 = 22006.130 \text{ kN} \\
 \sum C_{si} &= 4190.655 \text{ kN}, & \sum T_{si} &= 6556.703 \text{ kN} \\
 P_n &= 22006.130 + 4190.655 - 6556.703 & &= 19640.082 \text{ kN} \\
 M_n &= C_c \times 941.329 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) & &= 20062.161 \text{ kN.m} \\
 \text{편심오차 : } |e - M_n/P_n (=1021.491)| &= 0.0086 \leq 0.010 & \therefore \text{허용오차 만족}
 \end{aligned}$$

㉖ 강도감소계수(Φ) 산정

$$\begin{aligned}
 d_t &= 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm} \\
 c &= 810.504 \text{ mm}, & a &= k_1 \times c = 688.929 \text{ mm} \\
 \epsilon_y &= f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020 \\
 \epsilon_t &= 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 810.50) / 810.50 = 0.00403 \\
 \epsilon_y &< \epsilon_t < 0.00500 \text{ 이므로 변화구간단면이며, } \Phi &= 0.80 \text{ 를 적용한다.} \\
 \Phi &= 0.700 + (0.0040 - 0.0020) \times (0.850 - 0.700) / (0.00500 - 0.00200) &= 0.802
 \end{aligned}$$

㉗ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\begin{aligned}
 \text{Max } P_n &= 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 68188.477 \text{ kN} \geq P_n = 19640.082 \text{ kN} \\
 \Phi P_n &= 0.80 \times 19640.082 = 15744.136 \text{ kN} \geq P_u = 12183.314 \text{ kN} \therefore \text{O.K} \\
 \Phi M_n &= \Phi P_n \times 1.021 = 16082.354 \text{ kN.m} \geq M_u = 12445.037 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}
 \end{aligned}$$

③ 단성설계 : (부재 16, UL022)

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=1.00$, $\theta=90.000^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	$P_u(\text{kN})$	$M_u(\text{kN.m})$	e(mm)
100.000	1888.864	7645.756	7344.925	960.654

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

$$Q = \sum P_u \Delta / (V_u L_c)$$

$$= 7645.756 \times 0.00008 / (1246.470 \times 5.083)$$

$$= 0.000$$

여기서, $\sum P_u$: 총전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

V_u : 총전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 5.083 m)

㉣ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, $k = 2.100$

$$\text{세장비 } \lambda = k \times L_u / r \leq 22$$

$$= 2.100 \times 5.817 / 0.500$$

$$= 24.431 > 22.000 \quad \therefore \text{장주}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.500$: 부재단면의 최소회전반경

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 5.817 m)

㉤ 모멘트 확대계수 산정

$$\delta_s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$$

$$= 1 / (1 - 0.000)$$

$$= 1.000$$

㉥ 확대 모멘트 산정

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s \times M_{1s}$$

$$= 0.000 + 1.000 \times 3450.205$$

$$= 3450.205 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s \times M_{2s}$$

$$= 0.000 + 1.000 \times 7344.925$$

$$= 7344.925 \text{ kN.m}$$

㉦ 철근비 검토

$$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2, A_{st} = 34839.00 \text{ mm}^2, \rho_{use} = 0.01109$$

$$- 1\text{단} : \text{H22} - 45\text{EA} (A_s=17419.500 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : \text{H22} - 45\text{EA} (A_s=17419.500 \text{ mm}^2), d_2 = 122.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{\min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0111) \leq \rho_{\max} (= 0.0600) \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\rho_{\min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y) \} = 506609.860 \text{ mm}^2$$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉔ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1133.318 \text{ mm}, \quad a_b = k_1 \times c_b = 963.321 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1497511.429 = 34367.887 \text{ kN}, \quad \sum C_{si} = 5294.695 \text{ kN}, \quad \sum T_{si} = 4044.785 \text{ kN}$$

$$P_b = 34367.887 + 5294.695 - 4044.785 = 35617.798 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times 925.985 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 21644.611 \text{ kN.m}$$

$$e_b < e \rightarrow \text{인장 파괴} \quad (e_b = M_b/P_b = 607.691 \text{ mm}, \quad e = M_u/P_u = 960.654 \text{ mm})$$

㉕ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 845.667 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 718.817 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1015967.833 = 23316.462 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 4312.401 \text{ kN}, \quad \sum T_{si} = 6319.611 \text{ kN}$$

$$P_n = 23316.462 + 4312.401 - 6319.611 = 21309.251 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 939.372 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 20470.867 \text{ kN.m}$$

$$\text{- 편심오차 : } |e - M_n/P_n (= 960.656)| = 0.0025 \leq 0.010 \quad \therefore \text{허용오차 만족}$$

㉖ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 68188.477 \text{ kN} \geq P_n = 21309.251 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 1.00 \times 21309.251 = 21309.251 \text{ kN} \geq P_u = 7645.756 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K.}$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.961 = 20470.814 \text{ kN.m} \geq M_u = 7344.925 \text{ kN.m} \quad \therefore \text{O.K.}$$

④ 편심최대 : (부재 16, UE020)

㉞ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$, $\theta=90.000\text{도}$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	$P_u(\text{kN})$	$M_u(\text{kN.m})$	e(mm)
100.000	1888.864	9420.998	11884.646	1261.506

㉞ 압축부재의 장주효과

㉞ 총 안정지수 산정

$$Q = \sum P_u \Delta / (V_u L_c)$$

$$= 9420.998 \times 0.00532 / (-1010.059 \times 5.083)$$

$$= 0.010$$

여기서, $\sum P_u$: 총전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

V_u : 총전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 5.083 m)

㉞ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, $k = 2.100$

세장비 $\lambda = k \times L_u / r \leq 22$

$$= 2.100 \times 5.817 / 0.500$$

$$= 24.431 > 22.000 \quad \therefore \text{장주}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.500$: 부재단면의 최소회전반경

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 5.817 m)

㉞ 모멘트 확대계수 산정

$$\delta_s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$$

$$= 1 / (1 - 0.010)$$

$$= 1.010$$

㉞ 확대 모멘트 산정

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s \times M_{1s}$$

$$= 0.000 + 1.010 \times 8643.626$$

$$= 8730.935 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s \times M_{2s}$$

$$= 0.000 + 1.010 \times 11765.800$$

$$= 11884.646 \text{ kN.m}$$

㉞ 철근비 검토

$$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2, A_{st} = 34839.00 \text{ mm}^2, P_{use} = 0.01109$$

$$- 1\text{단} : \text{H22} - 45\text{EA} (A_s=17419.500 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : \text{H22} - 45\text{EA} (A_s=17419.500 \text{ mm}^2), d_2 = 122.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{\min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0111) \leq \rho_{\max} (= 0.0600) \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\rho_{\min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y) \} = 624237.874 \text{ mm}^2$$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉔ 평형하중 산정

$$\begin{aligned}
 c_b &= 600 / (600 + f_y) \times d = 1133.318 \text{ mm}, & a_b &= k_1 \times c_b = 963.321 \text{ mm} \\
 C_c &= 0.85 \times 27.0 \times 1497511.429 = 34367.887 \text{ kN}, & \sum C_{si} &= 5294.695 \text{ kN}, & \sum T_{si} &= 4044.785 \text{ kN} \\
 P_b &= 34367.887 + 5294.695 - 4044.785 & &= 35617.798 \text{ kN} \\
 M_b &= C_c \times 925.985 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) & &= 21644.611 \text{ kN.m} \\
 e_b &< e \rightarrow \text{인장 파괴} & (e_b = M_b/P_b = 607.691 \text{ mm}, & e = M_u/P_u = 1261.506 \text{ mm})
 \end{aligned}$$

㉕ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 705.309 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 599.513 \text{ mm}$ 를 사용.

$$\begin{aligned}
 C_c &= 0.85 \times 27.0 \times 791808.727 = 18172.010 \text{ kN} \\
 \sum C_{si} &= 3783.470 \text{ kN}, & \sum T_{si} &= 7269.074 \text{ kN} \\
 P_n &= 18172.010 + 3783.470 - 7269.074 & &= 14686.406 \text{ kN} \\
 M_n &= C_c \times 947.539 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) & &= 18526.962 \text{ kN.m} \\
 \text{- 편심오차 : } &|e - M_n/P_n (=1261.504)| = 0.0020 \leq 0.010 & \therefore \text{허용오차 만족}
 \end{aligned}$$

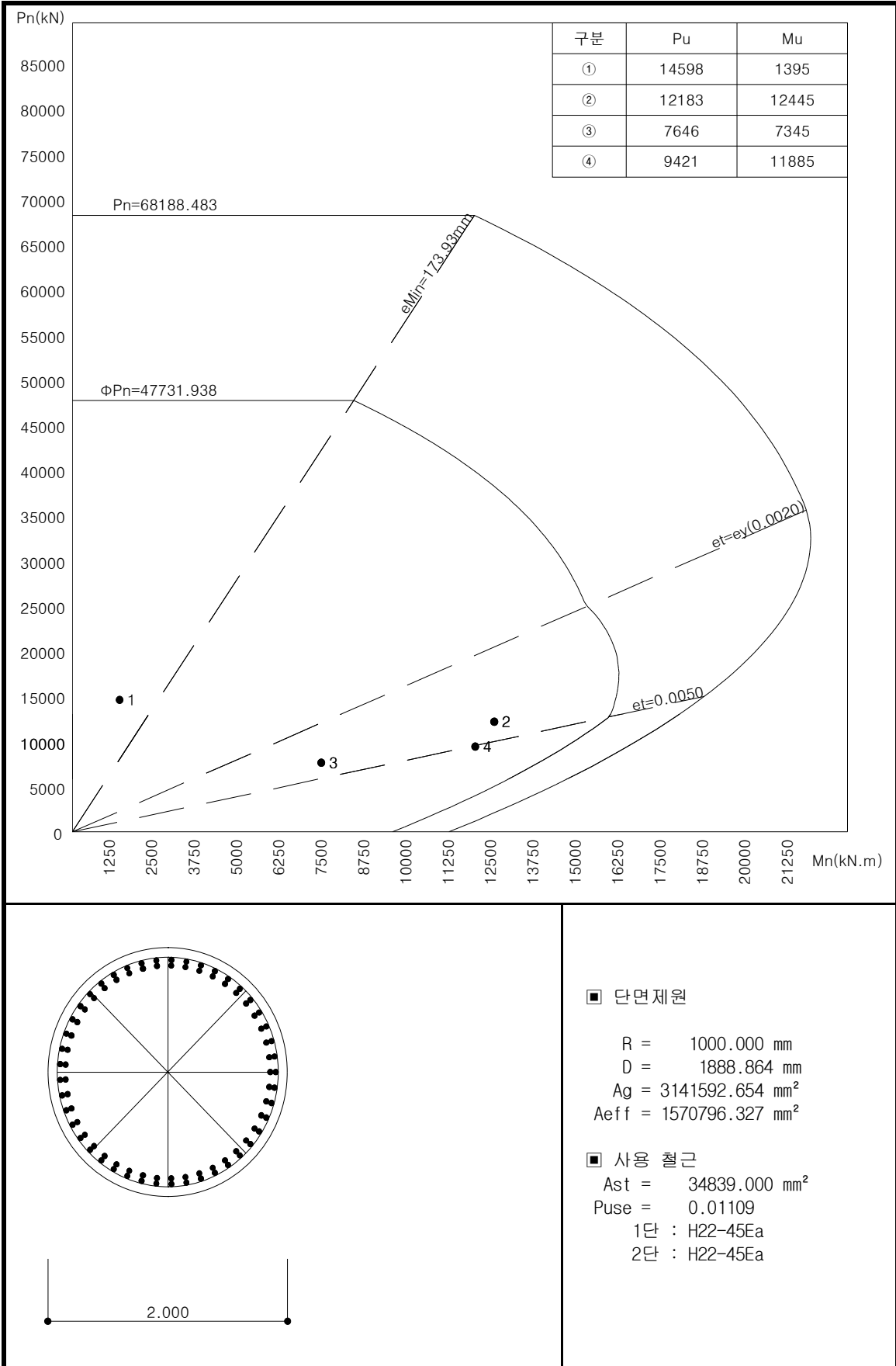
㉖ 강도감소계수(ϕ) 산정

$$\begin{aligned}
 d_t &= 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm} \\
 c &= 705.309 \text{ mm}, & a &= k_1 \times c = 599.513 \text{ mm} \\
 \epsilon_y &= f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020 \\
 \epsilon_t &= 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 705.31) / 705.31 = 0.00508 \\
 \epsilon_t &\geq 0.00500 \text{ 이므로 인장지배단면이며, } \phi &= 0.85 \text{ 를 적용한다.}
 \end{aligned}$$

㉗ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\begin{aligned}
 \text{Max } P_n &= 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 68188.477 \text{ kN} \geq P_n = 14686.406 \text{ kN} \\
 \phi P_n &= 0.85 \times 14686.406 = 12483.445 \text{ kN} \geq P_u = 9420.998 \text{ kN} \therefore \text{O.K} \\
 \phi M_n &= \phi P_n \times 1.262 = 15747.943 \text{ kN.m} \geq M_u = 11884.646 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}
 \end{aligned}$$

4) PM 상관도



9.2 교축방향

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pe(kN)	Pu(kN)	M1(kN.m)	M2(kN.m)	V(kN)	Δ (m)	비 고
ULB01	-9939.483	-14597.699	540.399	540.399	0.000	-0.00027	축력최대
ULB13	-9939.483	-12183.314	4711.281	8394.113	-1188.010	-0.00353	모멘트최대
ULB22	-7645.756	-7645.756	2270.911	5950.001	1190.460	-0.00024	탄성설계
ULB22	-7645.756	-7645.756	1078.264	2304.628	1190.460	-0.00024	소성설계
UEB15	-7263.468	-7263.468	3921.336	7245.733	-1066.574	-0.00302	편심최대

註) Pe : 장기지속축력 (= 고정하중에 의한 축력 x 고정하중계수)

Pu : 전체축력, M1, M2 : 기둥상단, 하단 모멘트

Vu : 전단력, Δ : 기둥상단의 변위량

※ 소성설계시 지진시 모멘트에 대하여 응답수정 계수(R=3.0)로 나눈 값을 적용한다

2) 기둥검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.005	0.011	0.060	0.K	47731.934	14597.699	540.399	3.270	0.K
모멘트최대	0.005	0.011	0.060	0.K	22622.494	12183.314	8453.286	1.857	0.K
탄성설계	0.005	0.011	0.060	0.K	27660.457	7645.756	5950.001	3.618	0.K
편심최대	0.005	0.011	0.060	0.K	16132.273	7263.468	7274.832	2.221	0.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 16, ULB01)

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1888.864	14597.699	540.399	37.019

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

$$Q = \sum P_u \Delta / (V_u L_c)$$

$$= 14597.699 \times -0.00027 / (0.000 \times 5.083)$$

$$= 0.000$$

여기서, $\sum P_u$: 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

V_u : 층전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 5.083 m)

㉣ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, $k = 2.100$

세장비 $\lambda = k \times L_u / r \leq 22$

$$= 2.100 \times 5.817 / 0.500$$

$$= 24.431 > 22.000 \quad \therefore \text{장주}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.500$: 부재단면의 최소회전반경

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 5.817 m)

㉤ 모멘트 확대계수 산정

$$\delta_s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$$

$$= 1 / (1 - 0.000)$$

$$= 1.000$$

㉥ 확대 모멘트 산정

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s \times M_{1s}$$

$$= 0.000 + 1.000 \times 540.399$$

$$= 540.399 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s \times M_{2s}$$

$$= 0.000 + 1.000 \times 540.399$$

$$= 540.399 \text{ kN.m}$$

㉦ 철근비 검토

$$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2, A_{st} = 34839.00 \text{ mm}^2, \rho_{use} = 0.01109$$

$$- 1\text{단} : \text{H22} - 45\text{EA} (A_s=17419.500 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : \text{H22} - 45\text{EA} (A_s=17419.500 \text{ mm}^2), d_2 = 122.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0111) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{\psi 0.80(0.85 \times f_{ck} + 0.01 \times f_y)\} = 967247.482 \text{ mm}^2$$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉔ 평형하중 산정

$$\begin{aligned}
 c_b &= 600 / (600 + f_y) \times d = 1133.318 \text{ mm}, & a_b &= k_1 \times c_b = 963.321 \text{ mm} \\
 C_c &= 0.85 \times 27.0 \times 1497511.429 = 34367.887 \text{ kN}, & \sum C_{si} &= 5294.695 \text{ kN}, & \sum T_{si} &= 4044.785 \text{ kN} \\
 P_b &= 34367.887 + 5294.695 - 4044.785 & &= 35617.798 \text{ kN} \\
 M_b &= C_c \times 925.985 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) & &= 21644.611 \text{ kN.m} \\
 e_b &> e \rightarrow \text{압축 파괴} & (e_b &= M_b/P_b = 607.691 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 37.019 \text{ mm})
 \end{aligned}$$

㉕ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 2285.134 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1942.364 \text{ mm}$ 를 사용.

$$\begin{aligned}
 C_c &= 0.85 \times 27.0 \times 3115915.223 = 71510.254 \text{ kN} \\
 \sum C_{si} &= 9364.457 \text{ kN}, & \sum T_{si} &= 0.000 \text{ kN} \\
 P_n &= 71510.254 + 9364.457 - 0.000 & &= 80874.712 \text{ kN} \\
 M_n &= C_c \times 979.243 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) & &= 2993.560 \text{ kN.m} \\
 \text{- 편심오차 : } &|e - M_n/P_n (=37.015)| = 0.0047 \leq 0.010 & \therefore \text{허용오차 만족}
 \end{aligned}$$

㉖ 강도감소계수(ϕ) 산정

$$\begin{aligned}
 d_t &= 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm} \\
 c &= 2285.134 \text{ mm}, & a &= k_1 \times c = 1942.364 \text{ mm} \\
 \epsilon_y &= f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020 \\
 \epsilon_t &= 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 2285.13) / 2285.13 = -0.00051 \\
 \epsilon_t &\leq \epsilon_y \text{ 이므로 압축지배단면이며, } \phi = 0.70 \text{ 를 적용한다.}
 \end{aligned}$$

㉗ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\begin{aligned}
 \text{Max } P_n &= 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 68188.477 \text{ kN} < P_n = 80874.712 \text{ kN} \\
 \phi P_n &= 0.70 \times 68188.477 = 47731.934 \text{ kN} \geq P_u = 14597.699 \text{ kN} \therefore \text{O.K} \\
 \phi M_n &= \phi P_n \times 0.037 = 1767.009 \text{ kN.m} \geq M_u = 540.399 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}
 \end{aligned}$$

② 모멘트최대 : (부재 16, ULB13)

㉞ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$

피복(mm)	d(mm)	$P_u(\text{kN})$	$M_u(\text{kN.m})$	e(mm)
100.000	1888.864	12183.314	8453.286	693.841

㉞ 압축부재의 장주효과

㉞ 총 안정지수 산정

$$Q = \sum P_u \Delta / (V_u L_c)$$

$$= 12183.314 \times -0.00353 / (1188.010 \times 5.083)$$

$$= 0.007$$

여기서, $\sum P_u$: 총전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

V_u : 총전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 5.083 m)

㉞ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, $k = 2.100$

세장비 $\lambda = k \times L_u / r \leq 22$

$$= 2.100 \times 5.817 / 0.500$$

$$= 24.431 > 22.000 \quad \therefore \text{장주}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.500$: 부재단면의 최소회전반경

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 5.817 m)

㉞ 모멘트 확대계수 산정

$$\delta_s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$$

$$= 1 / (1 - 0.007)$$

$$= 1.007$$

㉞ 확대 모멘트 산정

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s \times M_{1s}$$

$$= 0.000 + 1.007 \times 4711.281$$

$$= 4744.492 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s \times M_{2s}$$

$$= 0.000 + 1.007 \times 8394.113$$

$$= 8453.286 \text{ kN.m}$$

㉞ 철근비 검토

$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2$, $A_{st} = 34839.00 \text{ mm}^2$, $\rho_{use} = 0.01109$

- 1단 : H22 - 45EA ($A_s=17419.500 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H22 - 45EA ($A_s=17419.500 \text{ mm}^2$), $d_2 = 122.000 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0111) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \quad \therefore \text{O.K}$

$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g$, $A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \times f_{ck} + 0.01 \times f_y) \} = 807269.679 \text{ mm}^2$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉔ 평형하중 산정

$$\begin{aligned}
 c_b &= 600 / (600 + f_y) \times d = 1133.318 \text{ mm}, & a_b &= k_1 \times c_b = 963.321 \text{ mm} \\
 C_c &= 0.85 \times 27.0 \times 1497511.429 = 34367.887 \text{ kN}, & \sum C_{si} &= 5294.695 \text{ kN}, & \sum T_{si} &= 4044.785 \text{ kN} \\
 P_b &= 34367.887 + 5294.695 - 4044.785 & &= 35617.798 \text{ kN} \\
 M_b &= C_c \times 925.985 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) & &= 21644.611 \text{ kN.m} \\
 e_b &< e \rightarrow \text{인장 파괴} & (e_b &= M_b/P_b = 607.691 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 693.841 \text{ mm})
 \end{aligned}$$

㉕ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 1050.734 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 893.124 \text{ mm}$ 를 사용.

$$\begin{aligned}
 C_c &= 0.85 \times 27.0 \times 1357502.720 = 31154.687 \text{ kN} \\
 \sum C_{si} &= 5018.367 \text{ kN}, & \sum T_{si} &= 4806.899 \text{ kN} \\
 P_n &= 31154.687 + 5018.367 - 4806.899 & &= 31366.155 \text{ kN} \\
 M_n &= C_c \times 929.308 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) & &= 21763.311 \text{ kN.m} \\
 \text{편심오차 : } |e - M_n/P_n (=693.847)| &= 0.0057 \leq 0.010 & \therefore \text{허용오차 만족}
 \end{aligned}$$

㉖ 강도감소계수(Φ) 산정

$$\begin{aligned}
 d_t &= 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm} \\
 c &= 1050.734 \text{ mm}, & a &= k_1 \times c = 893.124 \text{ mm} \\
 \epsilon_y &= f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020 \\
 \epsilon_t &= 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 1050.73) / 1050.73 = 0.00242 \\
 \epsilon_y &< \epsilon_t < 0.00500 \text{ 이므로 변화구간단면이며, } \Phi &= 0.72 \text{ 를 적용한다.} \\
 \Phi &= 0.700 + (0.0024 - 0.0020) \times (0.850 - 0.700) / (0.00500 - 0.00200) &= 0.721
 \end{aligned}$$

㉗ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\begin{aligned}
 \text{Max} P_n &= 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 68188.477 \text{ kN} \geq P_n = 31366.155 \text{ kN} \\
 \Phi P_n &= 0.72 \times 31366.155 = 22622.494 \text{ kN} \geq P_u = 12183.314 \text{ kN} \therefore 0.K \\
 \Phi M_n &= \Phi P_n \times 0.694 = 15696.420 \text{ kN.m} \geq M_u = 8453.286 \text{ kN.m} \therefore 0.K
 \end{aligned}$$

③ 단성설계 : (부재 16, ULB22)

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=1.00$

피복(mm)	d(mm)	$P_u(\text{kN})$	$M_u(\text{kN.m})$	e(mm)
100.000	1888.864	7645.756	5950.001	778.210

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

$$Q = \sum P_u \Delta / (V_u L_c)$$

$$= 7645.756 \times -0.00024 / (1190.460 \times 5.083)$$

$$= 0.000$$

여기서, $\sum P_u$: 총전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

V_u : 총전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 5.083 m)

㉣ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, $k = 2.100$

세장비 $\lambda = k \times L_u / r \leq 22$

$$= 2.100 \times 5.817 / 0.500$$

$$= 24.431 > 22.000 \quad \therefore \text{장주}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.500$: 부재단면의 최소회전반경

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 5.817 m)

㉤ 모멘트 확대계수 산정

$$\delta_s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$$

$$= 1 / (1 - 0.000)$$

$$= 1.000$$

㉥ 확대 모멘트 산정

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s \times M_{1s}$$

$$= 0.000 + 1.000 \times 2270.911$$

$$= 2270.911 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s \times M_{2s}$$

$$= 0.000 + 1.000 \times 5950.001$$

$$= 5950.001 \text{ kN.m}$$

㉦ 철근비 검토

$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2$, $A_{st} = 34839.00 \text{ mm}^2$, $\rho_{use} = 0.01109$

- 1단 : H22 - 45EA ($A_s=17419.500 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H22 - 45EA ($A_s=17419.500 \text{ mm}^2$), $d_2 = 122.000 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0111) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \quad \therefore \text{O.K}$

$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g$, $A_{eff} = P_u / \{\Psi 0.80(0.85 \times f_{ck} + 0.01 \times f_y)\} = 506609.860 \text{ mm}^2$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉔ 평형하중 산정

$$cb = 600 / (600 + f_y) \times d = 1133.318 \text{ mm}, \quad ab = k_1 \times cb = 963.321 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1497511.429 = 34367.887 \text{ kN}, \quad \sum C_{si} = 5294.695 \text{ kN}, \quad \sum T_{si} = 4044.785 \text{ kN}$$

$$P_b = 34367.887 + 5294.695 - 4044.785 = 35617.798 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times 925.985 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 21644.611 \text{ kN.m}$$

$$eb < e \rightarrow \text{인장 파괴} \quad (eb = M_b/P_b = 607.691 \text{ mm}, \quad e = M_u/P_u = 778.210 \text{ mm})$$

㉕ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 976.356 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 829.902 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1232294.417 = 28281.157 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 4767.349 \text{ kN}, \quad \sum T_{si} = 5388.049 \text{ kN}$$

$$P_n = 28281.157 + 4767.349 - 5388.049 = 27660.457 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 932.677 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 21525.372 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 778.200)| = 0.0095 \leq 0.010 \quad \therefore \text{허용오차 만족}$

㉖ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 68188.477 \text{ kN} \geq P_n = 27660.457 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 1.00 \times 27660.457 = 27660.457 \text{ kN} \geq P_u = 7645.756 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K.}$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.778 = 21525.634 \text{ kN.m} \geq M_u = 5950.001 \text{ kN.m} \quad \therefore \text{O.K.}$$

④ 편심최대 : (부재 16, UEB15)

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$

피복(mm)	d(mm)	$P_u(\text{kN})$	$M_u(\text{kN.m})$	e(mm)
100.000	1888.864	7263.468	7274.832	1001.565

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

$$Q = \sum P_u \Delta / (V_u L_c)$$

$$= 7263.468 \times -0.00302 / (1066.574 \times 5.083)$$

$$= 0.004$$

여기서, $\sum P_u$: 총전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

V_u : 층전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 5.083 m)

㉣ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, $k = 2.100$

$$\text{세장비 } \lambda = k \times L_u / r \leq 22$$

$$= 2.100 \times 5.817 / 0.500$$

$$= 24.431 > 22.000 \quad \therefore \text{장주}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.500$: 부재단면의 최소회전반경

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 5.817 m)

㉤ 모멘트 확대계수 산정

$$\delta_s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$$

$$= 1 / (1 - 0.004)$$

$$= 1.004$$

㉥ 확대 모멘트 산정

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s \times M_{1s}$$

$$= 0.000 + 1.004 \times 3921.336$$

$$= 3937.084 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s \times M_{2s}$$

$$= 0.000 + 1.004 \times 7245.733$$

$$= 7274.832 \text{ kN.m}$$

㉦ 철근비 검토

$$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2, A_{st} = 34839.00 \text{ mm}^2, P_{use} = 0.01109$$

$$- 1\text{단} : \text{H22} - 45\text{EA} (A_s=17419.500 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : \text{H22} - 45\text{EA} (A_s=17419.500 \text{ mm}^2), d_2 = 122.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{\min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0111) \leq \rho_{\max} (= 0.0600) \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\rho_{\min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \times f_{ck} + 0.01 \times f_y) \} = 481279.353 \text{ mm}^2$$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉔ 평형하중 산정

$$\begin{aligned}
 c_b &= 600 / (600 + f_y) \times d = 1133.318 \text{ mm}, & a_b &= k_1 \times c_b = 963.321 \text{ mm} \\
 C_c &= 0.85 \times 27.0 \times 1497511.429 = 34367.887 \text{ kN}, & \sum C_{si} &= 5294.695 \text{ kN}, & \sum T_{si} &= 4044.785 \text{ kN} \\
 P_b &= 34367.887 + 5294.695 - 4044.785 & &= 35617.798 \text{ kN} \\
 M_b &= C_c \times 925.985 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) & &= 21644.611 \text{ kN.m} \\
 e_b &< e \rightarrow \text{인장 파괴} & (e_b = M_b / P_b = 607.691 \text{ mm}, & e = M_u / P_u = 1001.565 \text{ mm})
 \end{aligned}$$

㉕ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 821.673 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 698.422 \text{ mm}$ 를 사용.

$$\begin{aligned}
 C_c &= 0.85 \times 27.0 \times 976947.042 = 22420.935 \text{ kN} \\
 \sum C_{si} &= 4225.953 \text{ kN}, & \sum T_{si} &= 6481.546 \text{ kN} \\
 P_n &= 22420.935 + 4225.953 - 6481.546 & &= 20165.341 \text{ kN} \\
 M_n &= C_c \times 940.701 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) & &= 20196.805 \text{ kN.m} \\
 \text{- 편심오차 : } &| e - M_n / P_n (=1001.560) | & &= 0.0043 \leq 0.010 \quad \therefore \text{허용오차 만족}
 \end{aligned}$$

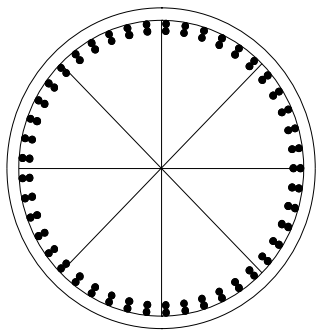
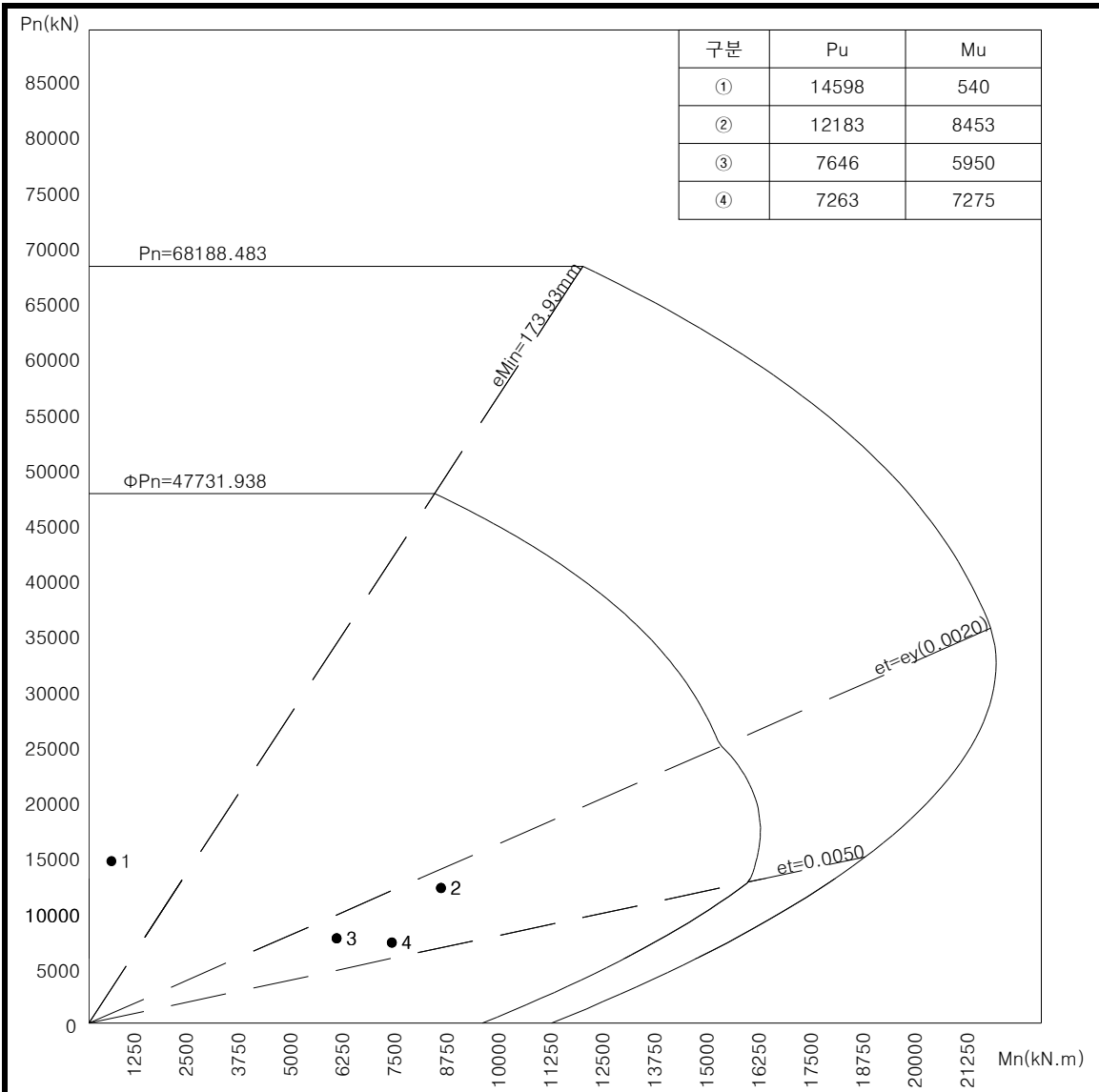
㉖ 강도감소계수(Φ) 산정

$$\begin{aligned}
 d_t &= 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm} \\
 c &= 821.673 \text{ mm}, & a &= k_1 \times c = 698.422 \text{ mm} \\
 \epsilon_y &= f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020 \\
 \epsilon_t &= 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 821.67) / 821.67 = 0.00394 \\
 \rightarrow &\text{계수축력이 } 0.10 \times f_{ck} \times A_g \text{보다 작으므로 } \epsilon_t \text{는 최소허용변형률 이상이어야 한다.} \\
 &\text{최소허용변형률은 } f_y \text{가 } 400 \text{ MPa 이하이므로 } 0.00400 \text{를 적용한다.} \\
 \epsilon_y &< \epsilon_t < 0.00500 \text{ 이므로 변화구간단면이며, } \Phi = 0.80 \text{ 를 적용한다.} \\
 \Phi &= 0.700 + (0.0040 - 0.0020) \times (0.850 - 0.700) / (0.00500 - 0.00200) = 0.800
 \end{aligned}$$

㉗ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\begin{aligned}
 \text{Max} P_n &= 0.80 \times \{0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}\} = 68188.477 \text{ kN} \geq P_n = 20165.341 \text{ kN} \\
 \Phi P_n &= 0.80 \times 20165.341 = 16132.273 \text{ kN} \geq P_u = 7263.468 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K} \\
 \Phi M_n &= \Phi P_n \times 1.002 = 16157.514 \text{ kN.m} \geq M_u = 7274.832 \text{ kN.m} \quad \therefore \text{O.K}
 \end{aligned}$$

4) PM 상관도



단면제원

$R = 1000.000 \text{ mm}$
 $D = 1888.864 \text{ mm}$
 $A_g = 3141592.654 \text{ mm}^2$
 $A_{eff} = 1570796.327 \text{ mm}^2$

사용 철근

$A_{st} = 34839.000 \text{ mm}^2$
 $\rho_{use} = 0.01109$
 1단 : H22-45Ea
 2단 : H22-45Ea

9.3 합성부재력 검토

1) 기동부재력 집계 : 하단

구 분	Pu(kN)	Mx(kN.m)	My(kN.m)	M2(kN.m)	비 고
UL01	-14597.699	540.399	1395.009	1496.022	축력최대
UL13	-12183.314	8453.286	7662.290	11409.151	모멘트최대
UL22	-7645.756	3582.531	7344.925	8172.053	탄성설계
UL22	-7645.756	3582.531	7344.925	8172.053	소성설계
UE15	-7263.468	7274.832	7836.945	10693.030	편심최대
UL07	-12183.314	819.423	12445.037	12471.985	모멘트최대
UE20	-9420.998	6535.160	11884.646	13562.932	편심최대

註) Pu : 축력, Mx : 교축방향 모멘트, My : 교축직각방향 모멘트

Mx, My는 확대 모멘트 값을 사용한다, $M2 = \sqrt{Mx^2 + My^2}$

※ 지진시의 조합은 교축직각방향의 부재력을 사용한다.

조합시 교축방향은 내진해석에서 얻은 3582.531 kN.m를 사용하며,

교축직각방향 기동검토시의 모멘트 확대계수를 적용한다.

$Mx = 3582.531 \times 1.000 = 3582.531$ kN.m, 2) 교축직각방향 참조

- 지진시 모멘트(=3582.531) : [5. 하중계산] - 지진에의한 하중 참조

2) 기동검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.005	0.011	0.060	0.K	47731.934	14597.699	1496.022	3.270	0.K
모멘트최대	0.005	0.011	0.060	0.K	17209.151	12183.314	11409.151	1.413	0.K
탄성설계	0.005	0.011	0.060	0.K	18472.109	7645.756	8172.053	2.416	0.K
편심최대	0.005	0.011	0.060	0.K	10061.528	7263.468	10693.030	1.385	0.K
모멘트최대	0.005	0.011	0.060	0.K	15708.653	12183.314	12471.985	1.289	0.K
편심최대	0.005	0.011	0.060	0.K	10378.798	9420.998	13562.932	1.102	0.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 16, UL001)

【 기둥 : 하부 , 1/7 】

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$, $\theta=68.825^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1888.864	14597.699	1496.022	102.483

㉡ 철근비 검토

$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2$, $A_{st} = 34839.00 \text{ mm}^2$, $P_{use} = 0.01109$

- 1단 : H22 - 45EA ($A_s=17419.500 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H22 - 45EA ($A_s=17419.500 \text{ mm}^2$), $d_2 = 122.000 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0111) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore 0.K$

$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g$, $A_{eff} = P_u / \{\Psi 0.80(0.85 \times f_{ck} + 0.01 \times f_y)\} = 967247.482 \text{ mm}^2$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉢ 평형하중 산정

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1133.318 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 963.321 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1497511.429 = 34367.887 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 5294.695 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 4044.785 \text{ kN}$

$P_b = 34367.887 + 5294.695 - 4044.785 = 35617.798 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 925.985 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 21644.611 \text{ kN.m}$

$e_b > e \rightarrow$ 압축 파괴 ($e_b = M_b / P_b = 607.691 \text{ mm}$, $e = M_u / P_u = 102.483 \text{ mm}$)

㉣ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 2036.763 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1731.248 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 2889884.781 = 66322.856 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 8543.408 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 0.000 \text{ kN}$

$P_n = 66322.856 + 8543.408 - 0.000 = 74866.264 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 938.886 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 7672.158 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n / P_n (= 102.478)| = 0.0052 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉤ 강도감소계수(Φ) 산정

$d_t = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm}$

$c = 2036.763 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1731.248 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 2036.76) / 2036.76 = -0.00020$

$\epsilon_t \leq \epsilon_y$ 이므로 압축지배단면이며, $\Phi = 0.70$ 를 적용한다.

㉥ 축방향력 및 휨에대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 68188.477 \text{ kN} < P_n = 74866.264 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.70 \times 68188.477 = 47731.934 \text{ kN} \geq P_u = 14597.699 \text{ kN} \therefore 0.K$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.102 = 4891.730 \text{ kN.m} \geq M_u = 1496.022 \text{ kN.m} \therefore 0.K$

② 모멘트최대 : (부재 16, UL013)

【 기둥 : 하부 , 2/7 】

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$, $\theta=42.190^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1888.864	12183.314	11409.151	936.457

㉡ 철근비 검토

$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2$, $A_{st} = 34839.00 \text{ mm}^2$, $P_{use} = 0.01109$

- 1단 : H22 - 45EA ($A_s=17419.500 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H22 - 45EA ($A_s=17419.500 \text{ mm}^2$), $d_2 = 122.000 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0111) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore O.K$

$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g$, $A_{eff} = P_u / \{\Psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y)\} = 807269.679 \text{ mm}^2$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉢ 평형하중 산정

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1133.318 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 963.321 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1497511.429 = 34367.887 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 5294.695 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 4044.785 \text{ kN}$

$P_b = 34367.887 + 5294.695 - 4044.785 = 35617.798 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 925.985 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 21644.611 \text{ kN.m}$

$e_b < e \rightarrow$ 인장 파괴 ($e_b = M_b / P_b = 607.691 \text{ mm}$, $e = M_u / P_u = 936.457 \text{ mm}$)

㉣ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 860.564 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 731.480 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1040318.601 = 23875.312 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 4368.915 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 6214.485 \text{ kN}$

$P_n = 23875.312 + 4368.915 - 6214.485 = 22029.742 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 938.563 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 20630.037 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n / P_n (= 936.463)| = 0.0058 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉤ 강도감소계수(Φ) 산정

$d_t = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm}$

$c = 860.564 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 731.480 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 860.56) / 860.56 = 0.00362$

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.00500$ 이므로 변화구간단면이며, $\Phi = 0.78$ 를 적용한다.

$\Phi = 0.700 + (0.0036 - 0.0020) \times (0.850 - 0.700) / (0.00500 - 0.00200) = 0.781$

㉦ 축방향력 및 휨에대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\} = 68188.477 \text{ kN} \geq P_n = 22029.742 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.78 \times 22029.742 = 17209.151 \text{ kN} \geq P_u = 12183.314 \text{ kN} \therefore O.K$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.936 = 16115.633 \text{ kN.m} \geq M_u = 11409.151 \text{ kN.m} \therefore O.K$

③ 단성설계 : (부재 16, UL022)

【 기둥 : 하부 , 3/7 】

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=1.00$, $\theta=63.999^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	$P_u(\text{kN})$	$M_u(\text{kN.m})$	e(mm)
100.000	1888.864	7645.756	8172.053	1068.835

㉡ 철근비 검토

$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2$, $A_{st} = 34839.00 \text{ mm}^2$, $P_{use} = 0.01109$

- 1단 : H22 - 45EA ($A_s=17419.500 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H22 - 45EA ($A_s=17419.500 \text{ mm}^2$), $d_2 = 122.000 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0111) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore \text{O.K}$

$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g$, $A_{eff} = P_u / \{\Psi 0.80(0.85 \times f_{ck} + 0.01 \times f_y)\} = 506609.860 \text{ mm}^2$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉢ 평형하중 산정

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1133.318 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 963.321 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1497511.429 = 34367.887 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 5294.695 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 4044.785 \text{ kN}$

$P_b = 34367.887 + 5294.695 - 4044.785 = 35617.798 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 925.985 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 21644.611 \text{ kN.m}$

$e_b < e \rightarrow$ 인장 파괴 ($e_b = M_b / P_b = 607.691 \text{ mm}$, $e = M_u / P_u = 1068.835 \text{ mm}$)

㉣ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 786.042 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 668.136 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 919493.257 = 21102.370 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 4096.762 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 6727.023 \text{ kN}$

$P_n = 21102.370 + 4096.762 - 6727.023 = 18472.109 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 942.726 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 19743.531 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n / P_n (= 1068.829)| = 0.0059 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉤ 축방향력 및 휨에대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 68188.477 \text{ kN} \geq P_n = 18472.109 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 1.00 \times 18472.109 = 18472.109 \text{ kN} \geq P_u = 7645.756 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 1.069 = 19743.639 \text{ kN.m} \geq M_u = 8172.053 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

④ 편심최대 : (부재 16, UE015)

【 기둥 : 하부 , 5/7 】

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$, $\theta=47.130^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	$P_u(\text{kN})$	$M_u(\text{kN.m})$	e(mm)
100.000	1888.864	7263.468	10693.030	1472.166

㉡ 철근비 검토

$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2$, $A_{st} = 34839.00 \text{ mm}^2$, $P_{use} = 0.01109$

- 1단 : H22 - 45EA ($A_s=17419.500 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H22 - 45EA ($A_s=17419.500 \text{ mm}^2$), $d_2 = 122.000 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0111) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore \text{O.K}$

$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g$, $A_{eff} = P_u / \{\Psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y)\} = 481279.353 \text{ mm}^2$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉢ 평형하중 산정

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1133.318 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 963.321 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1497511.429 = 34367.887 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 5294.695 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 4044.785 \text{ kN}$

$P_b = 34367.887 + 5294.695 - 4044.785 = 35617.798 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 925.985 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 21644.611 \text{ kN.m}$

$e_b < e \rightarrow$ 인장 파괴 ($e_b = M_b / P_b = 607.691 \text{ mm}$, $e = M_u / P_u = 1472.166 \text{ mm}$)

㉣ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 643.397 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 546.887 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 696637.547 = 15987.832 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 3535.555 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 7686.295 \text{ kN}$

$P_n = 15987.832 + 3535.555 - 7686.295 = 11837.092 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 951.429 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 17426.151 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n / P_n (= 1472.165)| = 0.0011 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉤ 강도감소계수(Φ) 산정

$d_t = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm}$

$c = 643.397 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 546.887 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 643.40) / 643.40 = 0.00586$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

㉦ 축방향력 및 휨에대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\} = 68188.477 \text{ kN} \geq P_n = 11837.092 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.85 \times 11837.092 = 10061.528 \text{ kN} \geq P_u = 7263.468 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 1.472 = 14812.239 \text{ kN.m} \geq M_u = 10693.030 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

⑤ 모멘트최대 : (부재 16, UL007)

【 기둥 : 하부 , 6/7 】

㉠설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$, $\theta=86.233^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1888.864	12183.314	12471.985	1023.694

㉡ 철근비 검토

$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2$, $A_{st} = 34839.00 \text{ mm}^2$, $P_{use} = 0.01109$

- 1단 : H22 - 45EA ($A_s=17419.500 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H22 - 45EA ($A_s=17419.500 \text{ mm}^2$), $d_2 = 122.000 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0111) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore O.K$

$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g$, $A_{eff} = P_u / \{\Psi 0.80(0.85 \times f_{ck} + 0.01 \times f_y)\} = 807269.679 \text{ mm}^2$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉢ 평형하중 산정

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1133.318 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 963.321 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1497511.429 = 34367.887 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 5294.695 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 4044.785 \text{ kN}$

$P_b = 34367.887 + 5294.695 - 4044.785 = 35617.798 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 925.985 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 21644.611 \text{ kN.m}$

$e_b < e \rightarrow$ 인장 파괴 ($e_b = M_b / P_b = 607.691 \text{ mm}$, $e = M_u / P_u = 1023.694 \text{ mm}$)

㉣ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 809.306 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 687.910 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 956937.644 = 21961.719 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 4186.189 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 6564.804 \text{ kN}$

$P_n = 21961.719 + 4186.189 - 6564.804 = 19583.105 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 941.396 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 20046.986 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n / P_n (= 1023.688)| = 0.0061 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉤ 강도감소계수(Φ) 산정

$d_t = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm}$

$c = 809.306 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 687.910 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 809.31) / 809.31 = 0.00404$

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.00500$ 이므로 변화구간단면이며, $\Phi = 0.80$ 를 적용한다.

$\Phi = 0.700 + (0.0040 - 0.0020) \times (0.850 - 0.700) / (0.00500 - 0.00200) = 0.802$

㉦ 축방향력 및 휨에대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 68188.477 \text{ kN} \geq P_n = 19583.105 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.80 \times 19583.105 = 15708.653 \text{ kN} \geq P_u = 12183.314 \text{ kN} \therefore O.K$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 1.024 = 16080.854 \text{ kN.m} \geq M_u = 12471.985 \text{ kN.m} \therefore O.K$

⑥ 편심최대 : (부재 16, UE020)

【 기둥 : 하부 , 7/7 】

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$, $\theta=61.194^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	$P_u(\text{kN})$	$M_u(\text{kN.m})$	e(mm)
100.000	1888.864	9420.998	13562.932	1439.649

㉡ 철근비 검토

$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2$, $A_{st} = 34839.00 \text{ mm}^2$, $P_{use} = 0.01109$

- 1단 : H22 - 45EA ($A_s=17419.500 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H22 - 45EA ($A_s=17419.500 \text{ mm}^2$), $d_2 = 122.000 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0111) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore \text{O.K}$

$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g$, $A_{eff} = P_u / \{\Psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y)\} = 624237.874 \text{ mm}^2$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉢ 평형하중 산정

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1133.318 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 963.321 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1497511.429 = 34367.887 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 5294.695 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 4044.785 \text{ kN}$

$P_b = 34367.887 + 5294.695 - 4044.785 = 35617.798 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 925.985 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 21644.611 \text{ kN.m}$

$e_b < e \rightarrow$ 인장 파괴 ($e_b = M_b / P_b = 607.691 \text{ mm}$, $e = M_u / P_u = 1439.649 \text{ mm}$)

㉣ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 651.462 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 553.743 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 708884.917 = 16268.909 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 3572.832 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 7631.390 \text{ kN}$

$P_n = 16268.909 + 3572.832 - 7631.390 = 12210.351 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 950.913 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 17578.529 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n / P_n (= 1439.642)| = 0.0076 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉤ 강도감소계수(Φ) 산정

$d_t = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm}$

$c = 651.462 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 553.743 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 651.46) / 651.46 = 0.00575$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

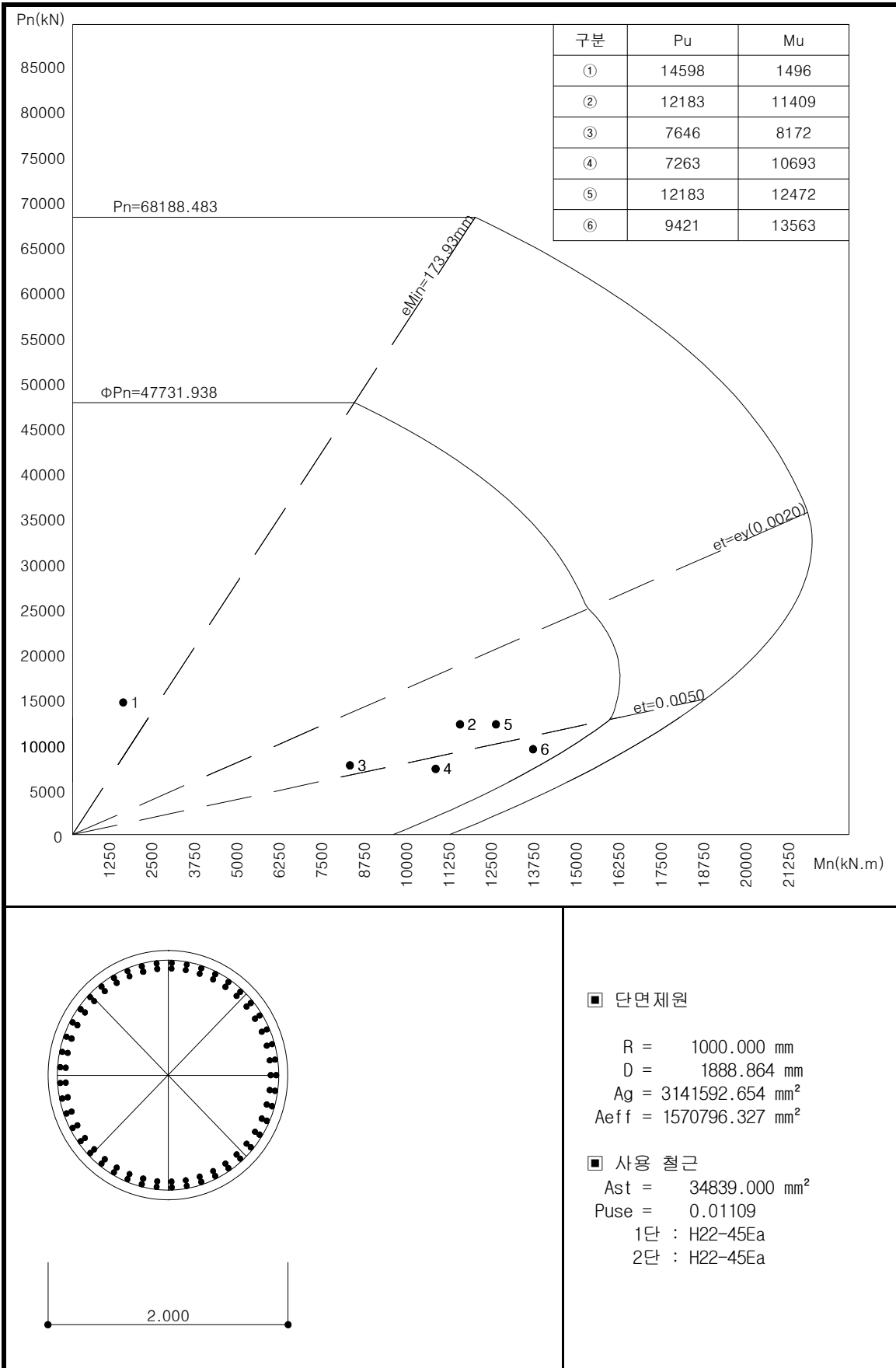
㉦ 축방향력 및 휨에대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\} = 68188.477 \text{ kN} \geq P_n = 12210.351 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.85 \times 12210.351 = 10378.798 \text{ kN} \geq P_u = 9420.998 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 1.440 = 14941.829 \text{ kN.m} \geq M_u = 13562.932 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

4) PM 상관도



9.4 상시 전단설계

(1) 기둥에 발생하는 최대전단력 : ULB08 MAX, 『기둥부재력 집계』 참조

교축방향 $V = 1188.010 \text{ kN}$
 교축직각방향 $V = 500.650 \text{ kN}$
 합성전단력 $V = 1289.193 \text{ kN}$
 축방향력 $P = 12756.079 \text{ kN}$

(2) 공칭전단력 $V_n = V_c + V_s$ ($\Phi = 0.80$)

$$V_n = V_{\max} / \Phi = 1289.193 / 0.80 = 1611.491 \text{ kN}$$

(3) 압축부재에 의한 콘크리트 전단 V_c 및 필요철근 전단 V_s

① 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 d

$$h = 2000.000 \text{ mm} \quad d' = 111.136 \text{ mm}$$

$$Z_s = \sum (\text{인장철근들의 면적} \times \text{거리}) / \sum (\text{면적})$$

$$= 560.275 \text{ mm}$$

$$d = h/2 + Z_s$$

$$= 2000.000/2 + 560.275$$

$$= 1560.275 \text{ mm}$$

② 압축부재의 콘크리트 전단력 V_c

$$V_c = 1/6 \times (1 + N_u / 14A_g) \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

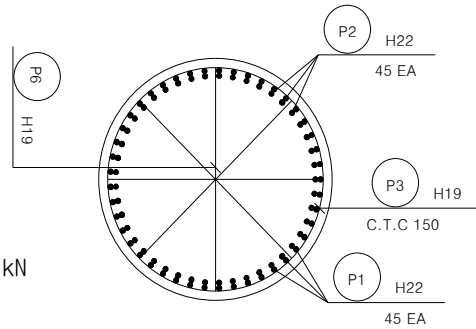
$$= 1/6 \times \{ 1 + 12756.079 \times 1000 / (14 \times 3141592.654) \} \times \sqrt{27.0}$$

$$\times 2000.000 \times 1560.275$$

$$= 3486.267 \text{ kN}$$

③ 필요철근 전단력 V_s

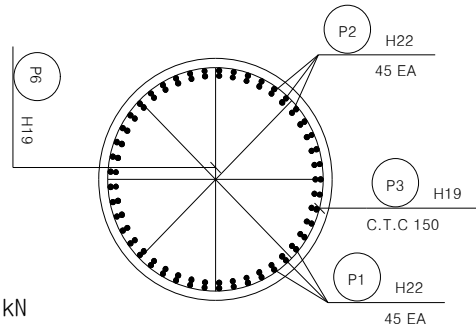
$$V_c/2 = 1743.133 \text{ kN} \geq V_n \leq V_c = 3486.267 \quad \therefore \text{전단 철근 필요 없음}$$



9.5 지진시 전단설계

(1) 기동에 발생하는 최대전단력 : UL022 MAX, 『기동부재력 집계』 참조

교축방향	V =	708.860 kN
교축직각방향	V =	1246.470 kN
합성전단력	V =	1433.935 kN
축방향력	P =	7645.756 kN



(2) 공칭전단력 $V_n = V_c + V_s$ ($\Phi = 1.00$)

$$V_n = V_{\max} / \Phi = 1433.935 / 1.00 = 1433.935 \text{ kN}$$

(3) 압축부재에 의한 콘크리트 전단 V_c 및 필요철근 전단 V_s

① 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 d

$$h = 2000.000 \text{ mm} \quad d' = 111.136 \text{ mm}$$

$$Z_s = \frac{\sum (\text{인장철근들의 면적} \times \text{거리})}{\sum (\text{면적})}$$

$$= 560.275 \text{ mm}$$

$$d = h/2 + Z_s$$

$$= 2000.000/2 + 560.275$$

$$= 1560.275 \text{ mm}$$

② 압축부재의 콘크리트 전단력 V_c

$$V_c = 1/6 \times \{ 10 \times P_u / x (\sqrt{f_{ck}} \times A_g) \} \times (1 + P_u / 14A_g) \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 1/6 \times \{ 10 + 7645.756 \times 1000 / (\sqrt{27.0} \times 3141592.654) \}$$

$$\times \{ 1 + 7645.756 / (14 \times 3141592.654) \} \times \sqrt{27.0} \times 2000.000 \times 1560.275$$

$$= 2859.409 \text{ kN}$$

③ 필요철근 전단력 V_s

$$V_c/2 = 1429.705 \text{ kN} \leq V_n \leq V_c = 2859.409 \text{ kN} \quad \therefore \text{최소 전단철근 필요}$$

(4) 필요철근량 계산 A_v

$$A_{v1} = 0.0625 \times \sqrt{27.0} \times B \times s / f_y = 243.570 \text{ mm}^2$$

$$A_{v2} = 0.35 \times B \times s / f_y = 262.500 \text{ mm}^2$$

$$A_v = \max(A_{v1}, A_{v2}) = 262.500 \text{ mm}^2$$

$$\text{띠철근의 수직 간격 } S = 150.0 \text{ mm}, \quad d = 1560.275 \text{ mm}, \quad f_y = 400.0 \text{ MPa}$$

$$\text{사용철근량 : H19} \times 2EA = 573.000 \text{ mm}^2$$

$$\rightarrow 1146.000 \text{ mm}^2 \geq 262.500 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

9.6 기둥의 횡방향 철근 간격 검토

① 단부구역과 소성힌지구역의 심부구속 철근의 설치 [도로교설계기준 6.8.3.2]

캔틸레버로 거동하는 기둥의 하단과 골조로 거동하는 기둥의 하단과 상단을 단부구역으로 한다.

단부구역의 길이는 기둥의 최대 단면치수, 기둥 순높이의 1/6,

450mm 중 가장 큰 값 이상이어야 한다.

$$- \text{기둥의 최대단면치수 } D = 2000.0 \text{ mm}$$

$$- \text{기둥 순높이의 } 1/6 = 3100.0 / 6 = 516.7 \text{ mm}$$

$$\therefore 2000.0 \text{ mm} = 2.000 \text{ m}$$

② 단부구역 및 소성힌지구역의 횡방향철근의 간격 [도로교설계기준 6.8.3.3]

횡방향철근의 간격은 부재최소단면치수의 1/4, 축방향 철근지름의 6배 이하이어야 한다.

$$- \text{기둥의 최소단면치수 } D / 4 = 2000.0 / 4 = 500.0 \text{ mm}$$

$$- \text{축방향 철근지름 } 6 \times d = 6 \times 22.0 = 132.0 \text{ mm}$$

$$\therefore 132.0 \text{ mm} = 0.132 \text{ m}$$

③ 심부구속 및 단부구역의 횡방향 철근의 설치 [도로교설계기준 6.8.3.3]

심부구속 및 단부구역의 횡방향 철근은 인접부재와의 연결면으로부터 기둥 치수의

0.5배까지 연장해서 설치해야 하나 그 길이가 380 mm 작아서는 안된다.

$$- \text{기둥 치수의 0.5배 이상 연장} : 0.5 \times D = 1000.0 \text{ mm}$$

$$\therefore 1000.0 \text{ mm} = 1.000 \text{ m}$$

④ 단부구역 이외의 위치에서 겹침이음 적용시 횡방향 철근의 간격 [도로교설계기준 6.8.3.3]

$$- \text{기둥의 최소단면치수 } D / 4 = 2000.0 / 4 = 500.0 \text{ mm}$$

$$- 100.0 \text{ mm}$$

$$\therefore 500.0 \text{ mm} = 0.500 \text{ m}$$

10. 기 초 설 계

10.1 교축직각방향

1) 기초 안정검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vx(kN)	My(kN)	$\sum V$ (kN)	Mr (kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
SV005	9812.368	808.047	5908.568	12347.368	48154.735	7524.663	축력최대
SV007	9371.780	808.047	9448.656	11906.780	46436.442	11064.751	모멘트최대
SV021	9371.780	808.047	9448.656	11906.780	46436.442	11064.751	편심최대
SV022	7645.756	1246.470	7344.925	10180.756	39704.948	9837.865	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

$$\sum V = P + W, \quad W = 6.500 \times 7.800 \times 2.000 \times 25.000 = 2535.000 \text{ kN}$$

$$Mr = \sum V \times B/2, \quad B = 7.800 \text{ m}$$

$$My = M + P \times e, \quad e = 0.000 \text{ m}$$

$$Mo = |My + Vx \times h|, \quad h = 2.000 \text{ mm}$$

※ 말뚝검토시의 모멘트는 $Mc = \sum V \times e$ 를 적용한다, $e = B/2 - (Mr-Mo)/\sum V$

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 전도에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

③ 활동에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

④ 지지력에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

■ 확대기초 두께에 대한 강체 검토 : [도로교 설계기준 5.4.5.2]

- 확대기초는 부재로서 필요한 두께를 확보함과 동시에 강체로서 취급되는 두께를 가져야함을 원칙으로 한다.
- 확대기초에 대한 강체로서의 취급여부는 지반반력 및 말뚝반력에 미치는 확대기초의 강성의 영향을 고려하여 판정하는 것으로서, 일반적으로 다음의 식을 만족할 때 강체로 취급할 수 있다.

$$\beta \lambda \leq 1.0$$

여기서

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{3 \cdot k}{E \cdot h^3}} (m^{-1})$$

k : kv - 직접기초인 경우, kp - 말뚝기초인 경우

kp : 환산지반반력계수 (kN/m³)

$$= 345183.434 \times 30 / (7.800 \times 6.500) = 204250.553 \text{ kN/m}^3$$

$$k_p = k_v \cdot \frac{n \cdot m}{L \cdot B}$$

Kv : 개 말뚝의 축방향 스프링정수 (= 345183.434 kN/m), 『말뚝계산』 참조

L : 확대기초의 길이 (= 7.800 m)

B : 확대기초의 폭 (= 6.500 m)

n*m : 말뚝의 개수 (= 30 본)

E : 확대기초의 탄성계수 (= 27804000.000 kN/m²)

h : 확대기초의 평균두께 (= 2.000 m)

λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

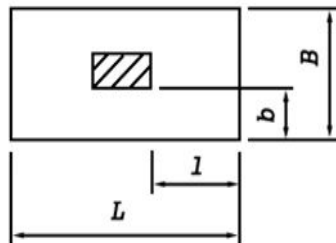
$$\beta = \sqrt[4]{\{(3 \times 204250.553) / (27804000.000 \times 2.000^3)\}} = 0.229 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

★ 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우

$$\lambda = \max(l, b) = \max(2.250, 2.900) = 2.900$$

다만, l ≥ L/20이면 l = L/2 = 3.900

b ≥ B/20이면 b = B/2 = 3.900



$$\beta \lambda = 0.229 \times 2.900 = 0.664 \leq 1.0, \therefore O.K$$

2) 기초 단면검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vx(kN)	My(kN)	ΣV (kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
UL001	14597.699	500.650	1392.219	17893.199	69783.476	2393.519	축력최대
UL007	12183.314	1050.462	12283.252	15478.814	60367.375	14384.176	모멘트최대
UE021	9420.998	1010.059	11765.800	11829.248	46134.067	13785.918	편심최대
UL022	7645.756	1246.470	7344.925	10180.756	39704.948	9837.865	지진시
SV005	9812.368	808.047	5908.568	12347.368	48154.735	7524.663	축력최대
SV007	9371.780	808.047	9448.656	11906.780	46436.442	11064.751	모멘트최대
SV021	9371.780	808.047	9448.656	11906.780	46436.442	11064.751	편심최대
SV022	7645.756	1246.470	7344.925	10180.756	39704.948	9837.865	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

$$\Sigma V = P + W, \quad W = 6.500 \times 7.800 \times 2.000 \times 25.000 \times \text{하중계수}$$

$$Mr = \Sigma V \times B/2, \quad B = 7.800 \text{ m}$$

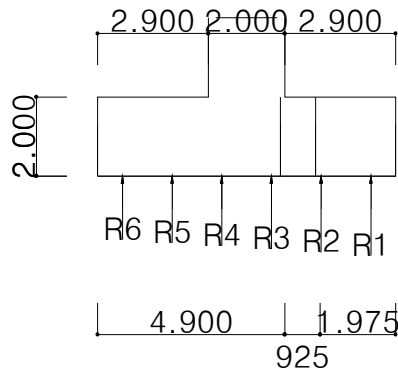
$$My = M + P \times e, \quad e = 0.000 \text{ m}$$

$$Mo = |My + Vx \times h|, \quad h = 2.000 \text{ mm}$$

※ 말뚝검토시의 모멘트는 $Mc = \Sigma V \times e$ 를 적용한다, $e = B/2 - (Mr - Mo)/\Sigma V$

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 기초의 단면력 계산



$$R1 = Ru1 \times 5\text{본}$$

$$R2 = Ru2 \times 5\text{본}$$

$$R3 = Ru3 \times 5\text{본}$$

$$R4 = Ru4 \times 5\text{본}$$

$$R5 = Ru5 \times 5\text{본}$$

$$R6 = Ru6 \times 5\text{본}$$

구 분	R1	R2	R3	R4	R5	R6
SV005	2992.827	2618.854	2244.881	1870.908	1496.935	1122.962
SV007	3300.66	2774.181	2247.703	1721.224	1194.745	668.267
SV021	3300.66	2774.181	2247.703	1721.224	1194.745	668.267
SV022	2909.892	2424.652	1939.413	1454.173	968.933	483.693
UL001	3317.138	3183.163	3049.187	2915.212	2781.237	2647.262
UL007	4290.858	3606.436	2922.013	2237.591	1553.169	868.747
UE021	3611.938	2955.779	2299.621	1643.462	987.303	331.144
UL022	2909.892	2424.652	1939.413	1454.173	968.933	483.693

㉠ 기초자중에 의한 단면력

$$Vb = 1.975 \times 2.000 \times 6.500 \times 25.000 = 641.875 \text{ kN}$$

$$Ma = 3.014 \times 2.000 \times 6.500 \times 25.000 \times 3.014/2 = 1476.182 \text{ kN.m}$$

㉞ 말뚝반력에 의한 단면력

$$V_b = R_1 + R_2$$

$$M_a = R_1 \times -2.364 + R_2 \times -1.064$$

※ 전단력 계산시 R2의 반력은 콘크리트구조설계기준 12.3.2 (4)에 의해 77.80%의 값을 적용
 $\rightarrow (5.850 + 0.500/2 - 5.711) / 0.500 = 0.778$

㉞ 사용하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		사용하중 단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)	
SV005	5030.296	9861.504	4388.421	8385.322	
SV007	5458.973	10754.489	4817.098	9278.307	
SV021	5458.973	10754.489	4817.098	9278.307	
SV022	4796.272	9458.815	4154.397	7982.633	

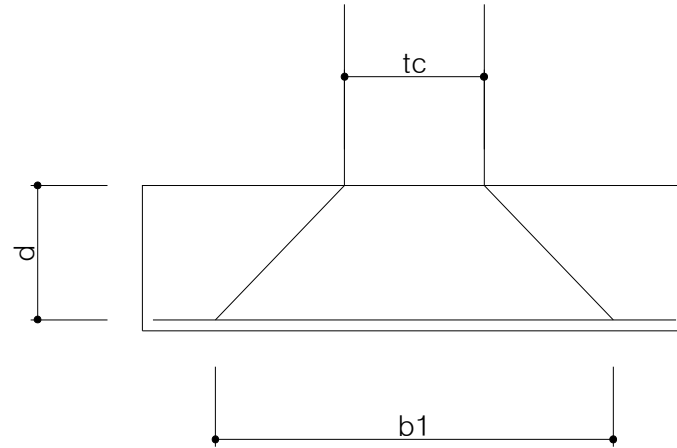
※ 사용하중단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력

㉞ 계수하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		계수단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)	
UL001	5793.639	11228.599	4959.201	9309.563	
UL007	7096.665	13980.835	6262.227	12061.799	
UE021	5911.535	11683.571	5301.753	10281.199	
UL022	4796.272	9458.815	4154.397	7982.633	

※ 계수단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력 x 사하중계수

③ 2방향 직사각형 확대기초의 휨철근배치 : [도로교 설계기준] 5.4.5.5



$$b = tc + 2 \cdot d \leq B$$

$$= 5700.00 \text{ mm}$$

b : 유효폭
B : 확대기초 전폭
tc : 교각구체폭
d : 확대기초 유효높이

㉠ 긴 변 방향의 휨철근은 전폭에 걸쳐 등간격으로 배치하여야 한다.

㉡ 짧은 변 방향의 휨철근은 아래식으로 결정되는 철근량을 확대기초의 짧은 변의 폭만큼의 중심구간 폭에 걸쳐 균등하게 배치하여야 하며, 중심구간폭은 중심선은 기둥 또는 교각의 중심선으로 한다.

나머지 철근량은 기초 중심구간 폭의 외측부분에 균등하게 배치하여야 한다.

$$A_{s,m} = \frac{2}{1+\beta} A_{s,s}$$

$A_{s,s}$: 기초 짧은 변 방향에 대하여 필요한 총 철근량 (= 14030.364 mm² , 기초단면 검토 참조)

β : 확대기초의 짧은 변에 대한 긴 변의 비 (= 7.800/6.500 = 1.200)

$$A_{s,m} = 2 / (1 + 1.200) \times 140.304 = 12754.876 \text{ mm}^2$$

→ 유효폭내에 배치된 철근량은 17821.488 mm² 이므로 위 조건에 만족한다.

: 사용철근 = D22 - 63EA ∴ O.K

1) 단면 검토 : 교각-지점부

★ 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.80$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
6500.0	2000.0	1850.0	150.0	12061.8	6262.2

★ 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 32762.400 \times 400.00 = 13104960.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 6500.000 = 149175.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 87.850 \text{ mm, } c = 87.850 / \beta_1 = 87.850 / 0.85 = 103.352 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1850.00 - 103.352) / 103.352 = 0.05070$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 19450.318 \text{ mm}^2$$

★ 사용철근량 = 32762.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm) , [사용률 = 1.684]

1단 : H29 - 51.0 EA (= 32762.4 mm²)

★ 철근비 검토

$$A_{s,temp} = 0.0015 \times 6500.0 \times 1200.0 = 11700.000 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,req} = 19450.318 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{min} = \text{Max}(19450.318, 11700.000) / bd = 0.00162$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / bd = 0.00272$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

★ 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 87.850 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 32762.400 \times 400 \times (1850.00 - a/2) = 20118.262 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 12061.799 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K} \quad [\text{안전률 } 1.668]$$

★ 전단에 대한 검토 ($d = 1850.00 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 6500.00 \times 1850.00 = 8331.164 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 6262.227 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

- 수평철근 검토

★ 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

단, 단위M당 1800 mm² 이하

사용철근량 : H22 - 63 EA

H19 - 32 EA = 33555.300 mm²

필요철근량 : 0.0015 x 2000.0 x 7800.0 = 23400.0 mm² < 33555.3 mm²

(33555.300 / 7.800) = 4301.962 mm² > (1800 mm²)

필요철근량이 1800mm²보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

1800mm²보다 크게 취할 필요가 없다.

∴ 0.K

★ 노출면 300mm² 이상 『도로교설계기준 4.3.9, 철도설계기준 P.254』

사용철근량 : H19 - 32 EA

= 9168.000 mm²

필요철근량 : 300.000 mm²

< 9168.000 mm² ∴ 0.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi / 3)] = 9278.307 \times 1000000 / [32762.400 \times (1850.000 - 327.747 / 3)]$$

$$= 162.688 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)}$$

$$= -7 \times 32762.400 / 6500.0 + 7 \times 32762.400 / 6500.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 6500.0 \times 1850.0 / (7 \times 32762.400)}$$

$$= 327.747 \text{ mm}$$

사용철근량 = 32762.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H29 - 51.0 EA (= 32762.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 150.00 - 29/2 = 135.50 \text{ mm}$$

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 162.69) - 2.5 \times 135.50 = 145.30 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 162.69) = 387.24 \text{ mm}$$

Sa는 작은 값인 145.30 mm 를 적용

$$S = 6500.00 / 51.0 \text{ EA} = 127.45 \leq S_a (= 145.30 \text{ mm}) \quad \therefore 0.K$$

10.2 교축방향

1) 기초 안정검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vy(kN)	Mx(kN)	ΣV (kN)	Mr (kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
SVB09	9812.368	913.854	6147.369	12347.368	40128.946	7975.077	축력최대
SVB13	9371.780	913.854	6457.010	11906.780	38697.035	8284.718	모멘트최대
SVB15	7645.756	853.259	5912.252	10180.756	33087.457	7618.770	편심최대
SVB22	7645.756	1190.460	5950.001	10180.756	33087.457	8330.921	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

$$\Sigma V = P + W, \quad W = 6.500 \times 7.800 \times 2.000 \times 25.000 = 2535.000 \text{ kN}$$

$$Mr = \Sigma V \times B/2, \quad B = 6.500 \text{ m}$$

$$Mx = M + P \times e, \quad e = 0.000 \text{ m}$$

$$Mo = |Mx + Vy \times h|, \quad h = 2.000 \text{ m}$$

※ 말뚝검토시의 모멘트는 $Mc = \Sigma V \times e$ 를 적용한다, $e = B/2 - (Mr-Mo)/\Sigma V$

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 전도에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

③ 활동에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

④ 지지력에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

2) 기초 단면검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vy(kN)	Mx(kN)	ΣV (kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
ULB01	14597.699	0.000	540.399	17893.199	58152.897	540.399	축력최대
ULB13	12183.314	1188.010	8394.113	15478.814	50306.145	10770.133	모멘트최대
UEB15	7263.468	1066.574	7245.733	9671.718	31433.083	9378.881	편심최대
ULB22	7645.756	1190.460	5950.001	10180.756	33087.457	8330.921	지진시
SVB09	9812.368	913.854	6147.369	12347.368	40128.946	7975.077	축력최대
SVB13	9371.780	913.854	6457.010	11906.780	38697.035	8284.718	모멘트최대
SVB15	7645.756	853.259	5912.252	10180.756	33087.457	7618.770	편심최대
SVB22	7645.756	1190.460	5950.001	10180.756	33087.457	8330.921	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

$$\Sigma V = P + W, \quad W = 6.500 \times 7.800 \times 2.000 \times 25.000 \times \text{하중계수}$$

$$M_r = \Sigma V \times B/2, \quad B = 6.500 \text{ m}$$

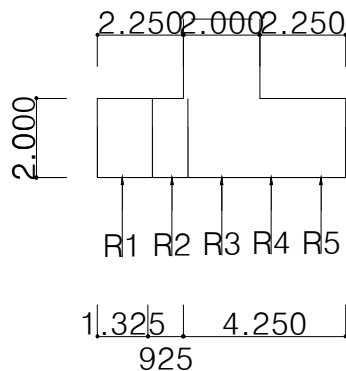
$$M_x = M + P \times e, \quad e = 0.000 \text{ m}$$

$$M_o = |M_x + V_y \times h|, \quad h = 2.000 \text{ m}$$

※ 말뚝검토시의 모멘트는 $M_c = \Sigma V \times e$ 를 적용한다, $e = B/2 - (M_r - M_o)/\Sigma V$

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 기초의 단면력 계산



$$R1 = R_{u1} \times 6\text{본}$$

$$R2 = R_{u2} \times 6\text{본}$$

$$R3 = R_{u3} \times 6\text{본}$$

$$R4 = R_{u4} \times 6\text{본}$$

$$R5 = R_{u5} \times 6\text{본}$$

구 분	R1	R2	R3	R4	R5
SVB09	3856.446	3162.96	2469.474	1775.987	1082.501
SVB13	3814.593	3097.974	2381.356	1664.738	948.119
SVB15	3356.931	2696.541	2036.151	1375.761	715.372
SVB22	3482.352	2759.252	2036.151	1313.051	589.95
ULB01	3659.383	3619.011	3578.64	3538.268	3497.897
ULB13	4958.971	4027.367	3095.763	2164.159	1232.555
UEB15	3563.716	2749.03	1934.344	1119.657	304.971
ULB22	3482.352	2759.252	2036.151	1313.051	589.95

㉠ 기초자중에 의한 단면력

$$V_b = 1.325 \times 2.000 \times 7.800 \times 25.000 = 516.750 \text{ kN}$$

$$M_a = 2.364 \times 2.000 \times 7.800 \times 25.000 \times 2.364/2 = 1089.757 \text{ kN.m}$$

㉞ 말뚝반력에 의한 단면력

$$V_b = R_1$$

$$M_a = R_1 \times 1.714 + R_2 \times 0.414$$

㉞ 사용하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		사용하중 단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)	
SVB09	3856.446	7919.414	3339.696	6829.657	
SVB13	3814.593	7820.774	3297.843	6731.017	
SVB15	3356.931	6870.147	2840.181	5780.391	
SVB22	3482.352	7111.082	2965.602	6021.325	

※ 사용하중단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력

㉞ 계수하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		계수단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)	
ULB01	3659.383	7770.452	2987.608	6353.768	
ULB13	4958.971	10167.006	4287.196	8750.322	
UEB15	3563.716	7246.307	3072.803	6211.038	
ULB22	3482.352	7111.082	2965.602	6021.325	

※ 계수단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력 x 사하중계수

1) 단면 검토 : 교축방향

★ 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.80$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
7800.0	2000.0	1850.0	150.0	8750.3	4287.2

★ 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 24387.300 \times 400.00 = 9754920.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 7800.000 = 179010.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 54.494 \text{ mm, } c = 54.494 / \beta_1 = 54.494 / 0.85 = 64.110 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1850.00 - 64.110) / 64.110 = 0.08357$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 14030.364 \text{ mm}^2$$

★ 사용철근량 = 24387.3 mm^2 (철근도심 : 150.0 mm) , [사용률 = 1.738]

1단 : H22 - 63.0 EA (= 24387.3 mm^2)

★ 철근비 검토

$$A_{s,temp} = 0.0015 \times 7800.0 \times 1200.0 = 14040.000 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,req} = 14030.364 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{min} = \text{Max}(14030.364, 14040.000) / b d = 0.00097$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00169$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

★ 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 54.494 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 24387.300 \times 400 \times (1850.00 - a/2) = 15113.689 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 8750.322 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 1.727]}$$

★ 전단에 대한 검토 ($d = 1850.00 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 7800.00 \times 1850.00 = 9997.397 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 4287.196 \text{ kN}) , \text{ 전단보강 불필요.}$$

- 수평철근 검토

★ 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

단, 단위M당 1800 mm² 이하

사용철근량 : H29 - 51 EA

H25 - 26 EA = 45936.600 mm²

필요철근량 : 0.0015 x 2000.0 x 6500.0 = 19500.0 mm² < 45936.6 mm²

(45936.600 / 6.500) = 7067.169 mm² > (1800 mm²)

필요철근량이 1800mm²보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

1800mm²보다 크게 취할 필요가 없다.

∴ 0.K

★ 노출면 300mm² 이상 『도로교설계기준 4.3.9, 철도설계기준 P.254』

사용철근량 : H25 - 26 EA = 13174.200 mm²

필요철근량 : 300.000 mm² < 13174.200 mm² ∴ 0.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi / 3)] = 6829.657 \times 1000000 / [24387.300 \times (1850.000 - 263.521/3)]$$

$$= 158.924 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]}$$

$$= -7 \times 24387.300 / 7800.0 + 7 \times 24387.300 / 7800.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 7800.0 \times 1850.0) / (7 \times 24387.300)]}$$

$$= 263.521 \text{ mm}$$

사용철근량 = 24387.3 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H22 - 63.0 EA (= 24387.3 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 150.00 - 22/2 = 139.00 \text{ mm}$$

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 158.92) - 2.5 \times 139.00 = 148.02 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 158.92) = 396.42 \text{ mm}$$

Sa는 작은 값인 148.02 mm 를 적용

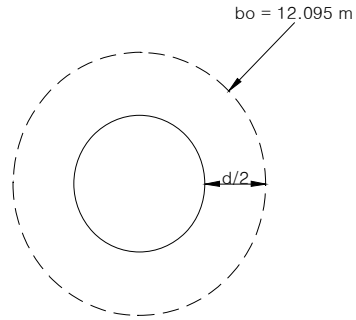
$$S = 7800.00 / 63.0 \text{ EA} = 123.81 \leq S_a (= 148.02 \text{ mm}) \quad \therefore 0.K$$

11. 기초 2방향전단(편칭) 검토

1) 최대 연직하중 (V_u) : -14597.699 kN

2) PUNCHING SHEAR 검토위치 : 기둥전면 $d/2$

3) 위험단면 길이(b_o) = 12.095 m



4) 콘크리트가 부담하는 전단강도

$$\ast \beta_c = 1.000, \quad \alpha_s = 40$$

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \quad V_{c1} &= 1/6 \times (1 + 2/\beta_c) \times \sqrt{F_{ck}} \times b_o \times d \\ &= 1/6 \times (1 + 2/1.00) \times \sqrt{27} \times 12.095 \times 1.850 \\ &= 58134.549 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \textcircled{2} \quad V_{c2} &= 1/6 \times (1 + (\alpha_s \cdot d)/(2 \cdot b_o)) \times \sqrt{F_{ck}} \times b_o \times d \\ &= 1/6 \times (1 + (40 \cdot 1.850)/(2 \cdot 12.095)) \times \sqrt{27} \times 12.095 \times 1.850 \\ &= 78657.622 \text{ kN} \end{aligned}$$

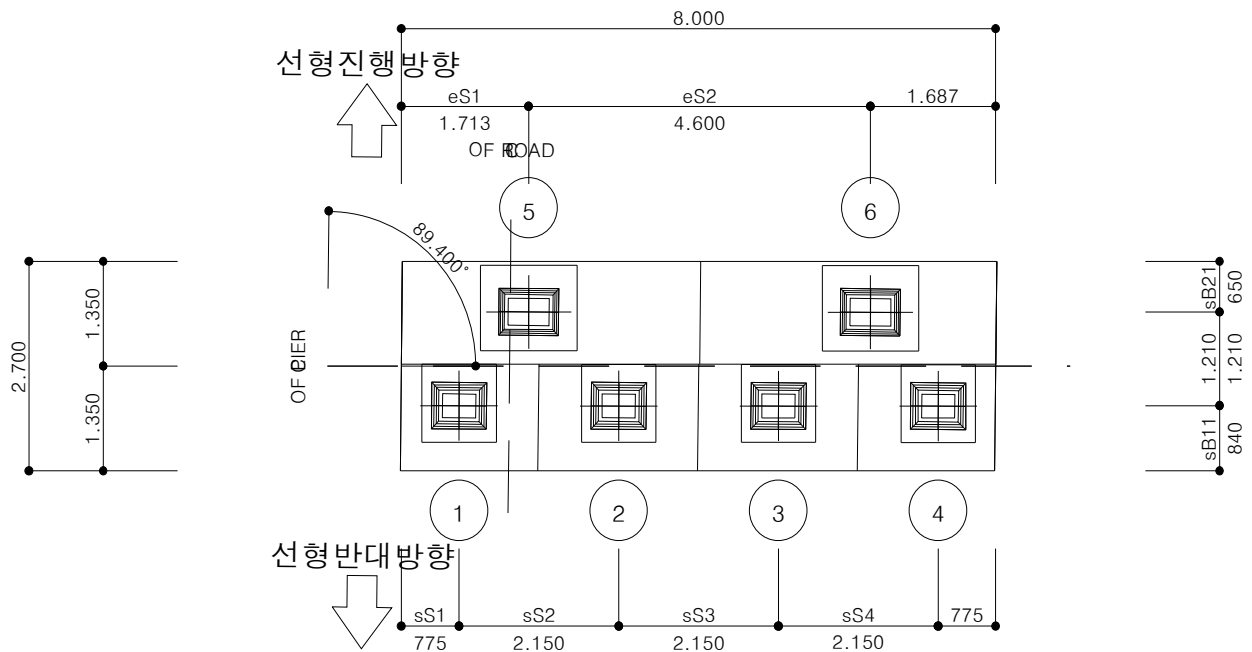
$$\begin{aligned} \textcircled{3} \quad V_{c3} &= 1/3 \times \sqrt{F_{ck}} \times b_o \times d \\ &= 1/3 \times \sqrt{27} \times 12.095 \times 1.850 \\ &= 38756.366 \text{ kN} \end{aligned}$$

----- 이중 작은 값 사용

$$\therefore \text{콘크리트가 부담하는 전단강도} (\phi V_c) = 0.80 \times 38756.366 = 31005.093 \text{ kN}$$

$$\ast \phi V_c > V_u \text{ ----- } 0.K$$

12. 교량 받침부 검토



12.1 받침 연단거리 검토

① 필요 연단거리

㉠ 전열

- 거더의 경간길이가 100m 이하이므로 $S = 200 + 5.0L$
 $S = 200 + 5.0 \times 40.004 = 400.019 \text{ mm}$

㉡ 후열

- 거더의 경간길이가 100m 이하이므로 $S = 200 + 5.0L$
 $S = 200 + 5.0 \times 40.150 = 400.750 \text{ mm}$

② 실제 연단거리

구 분	필요연단	받침 규격		연단거리	비 고
		교축방향	직각방향		
1	400.019	305.000	445.000	687.075	0.K
2	400.019	305.000	445.000	685.546	0.K
3	400.019	305.000	445.000	683.992	0.K
4	400.019	305.000	445.000	682.414	0.K
5	400.750	350.000	550.000	475.318	0.K
6	400.750	350.000	550.000	480.382	0.K

12.2 최소 받침지지 길이 검토

① 최소 받침지지 길이

- 사각이 90.6° 이므로 받침선과 교축직각방향의 사잇각은 0.60°

$$\begin{aligned}
 N &= (200 + 1.67 \times L + 6.66 \times H) \times (1 + 0.000125 \times \theta^2) \text{ mm} \\
 &= (200 + 1.67 \times 235.122 + 6.66 \times 8.327) \times (1 + 0.000125 \times 0.60^2) \\
 &= 648.141 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

② 실제 받침지지 길이

$$N1 = 1350 - 150 - 50 = 1150 \text{ mm} \geq 648 \text{ mm} \therefore \text{O.K}$$

12.3 교량받침 수직력, 수평력 검토

구 분	수직력			수평력		
	허용값	상부반력	비 고	허용값	탄성지진력	비 고
SHOE 1	1500.000	1322.155	0.K	288.400	146.262	0.K
SHOE 2	1500.000	1298.269	0.K	288.400	146.342	0.K
SHOE 3	1500.000	1314.984	0.K	288.400	146.261	0.K
SHOE 4	1500.000	1430.321	0.K	288.400	146.039	0.K
SHOE 5	2000.000	1935.345	0.K	597.500	307.281	0.K
SHOE 6	2000.000	1778.340	0.K	597.500	304.053	0.K

탄성지진력은 응답수정계수(R = 1.0)를 고려한 값이며 내진장치 불필요

12.4 교량받침 보강 철근 검토

① 교량받침에 작용하는 하중

구 분	수직력	수평력		보강범위(mm)		비 고
		교축방향	직각방향	교축방향	직각방향	
1	1322.155	122.886	109.971	1284.575	1079.870	
2	1298.269	123.376	110.032	1283.046	1380.043	
3	1314.984	125.767	109.971	1281.492	1380.043	
4	1430.321	137.804	109.804	1279.914	1079.870	
5	1935.345	147.339	231.038	1200.318	1681.706	
6	1778.340	137.483	228.611	1205.382	1673.868	

탄성지진력은 응답수정계수(R = 1.0)를 고려한 값

② 교량받침 하면 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	2151.761	3177.600	0.K	1919.987	3177.600	0.K
2	2127.946	3177.600	0.K	2041.243	3177.600	0.K
3	2159.796	3177.600	0.K	2059.315	3177.600	0.K
4	2354.826	3177.600	0.K	2026.148	3177.600	0.K
5	2783.197	8516.200	0.K	3433.930	6967.800	0.K
6	2574.193	8516.200	0.K	3245.996	6967.800	0.K

③ 교량받침 콘크리트 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	682.700	7149.600	0.K	610.952	7149.600	0.K
2	685.425	7149.600	0.K	611.287	7149.600	0.K
3	698.703	7149.600	0.K	610.948	7149.600	0.K
4	765.580	7149.600	0.K	610.021	7149.600	0.K
5	818.551	8341.200	0.K	1283.546	8341.200	0.K
6	763.793	8341.200	0.K	1270.063	8341.200	0.K

12.5 교량받침 하면 보강 : 교량받침 5

① 교량받침에 작용하는 하중

- 연직하중 : 최대반력

$$P = 1935.345 \text{ kN}$$

- 교축방향 수평하중 : 탄성지진력, 온도변화의 영향

$$Hx1 = 1129.600 \times 0.150 / 1.15 = 147.339 \text{ kN}$$

$$Hx2 = 101.175 / 1.33 = 76.071 \text{ kN}$$

☞ 수평력은 Hx1, Hx2 중 큰 값인 147.339 kN를 적용한다.

- 교축직각방향 수평하중 : 탄성지진력, 풍하중의 영향

$$B/D = 9.170 / 4.790 = 1.914 \quad [1 \leq B/D < 8]$$

$$W1 = [4.0 - 0.2 \times (9.170 / 4.790)] \times 4.790 = 17.3 \text{ kN/m} \geq 6.0 \text{ 이므로}$$

$$Hy1 = 17.326 \times 80.149 / 2 / 6EA / 1.25 = 92.578 \text{ kN}$$

$$Hy2 = 307.281 / 1.33 = 231.038 \text{ kN}$$

☞ 수평력은 Hy1, Hy2 중 큰 값인 231.038 kN를 적용한다.

② 연직하중에 대한 보강

$$b1x = 350.000 \text{ mm} \quad b1y = 550.000 \text{ mm}$$

$$b2x = 650.318 \text{ mm} \quad b2y = 1712.776 \text{ mm}$$

$$bcx = 2 \times b2x = 1300.635 \text{ mm} < 5 \times b1x = 1750.000 \text{ mm}$$

$$bcy = 2 \times b2y = 3425.552 \text{ mm} > 5 \times b1y = 2750.000 \text{ mm}$$

$$Asx1 = 1/4 \times (1 - b1x/bcx) \times P / fsa$$

$$= 1/4 \times (1 - 350.000/1300.635) \times 1935.345 \times 10^3 / 180.000$$

$$= 1964.646 \text{ mm}^2$$

$$Asy1 = 1/4 \times (1 - b1y/bcy) \times P / fsa$$

$$= 1/4 \times (1 - 550.000/2750.000) \times 1935.345 \times 10^3 / 180.000$$

$$= 2150.383 \text{ mm}^2$$

③ 수평하중에 대한 보강

$$\begin{aligned}Asx2 &= Hx/fsa \\&= 147.339 \times 10^3 / 180.000 \\&= 818.551 \text{ mm}^2 \\Asy2 &= Hy/fsa \\&= 231.038 \times 10^3 / 180.000 \\&= 1283.546 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

④ 철근 보강 범위

- 교축직각방향 철근보강 범위

$$Bxo = b1x + b2y = 350.000 + 1712.776 = 2062.776 \text{ mm}$$

여기서, 교좌중심에서의 연단거리 650.318 mm가 $Bxo/2 = 1031.388 \text{ mm}$ 보다 작으므로 보정필요

$$Bxo = b2x + (b1x + b2y)/2 = 650.318 + (350.000 + 1712.776)/2 = 1681.706 \text{ mm}$$

- 교축방향 철근보강 범위

$$Byo = b1y + b2x = 550.000 + 650.318 = 1200.318 \text{ mm}$$

⑤ 철근량 산정

- 교축직각방향

$$Asy = Asy1 + Asy2 = 2150.383 + 1283.546 = 3433.930 \text{ mm}^2$$

$$Bxo = 1681.706 \text{ mm 범위내에서 H22 - 18 EA}$$

$$As = 387.100 \times 18 = 6967.800 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

- 교축방향

$$Asx = Asx1 + Asx2 = 1964.646 + 818.551 = 2783.197 \text{ mm}^2$$

$$Byo = 1200.318 \text{ mm 범위내에서 H22 - 22 EA}$$

$$As = 387.100 \times 22 = 8516.200 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

12.6 교량받침 콘크리트 보강 : 교량받침 5

① 교축직각방향

$$As2 = Hy/fsa = 231.038 \times 10^3 / 180.000 = 1283.546 \text{ mm}^2$$

사용철근 : H16 - 20 EA + H16 - 22 EA

$$As = 198.600 \times 20 + 198.600 \times 22 = 8341.200 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

② 교축방향

$$As1 = Hx/fsa = 147.339 \times 10^3 / 180.000 = 818.551 \text{ mm}^2$$

사용철근 : H16 - 20 EA + H16 - 22 EA

$$As = 198.600 \times 20 + 198.600 \times 22 = 8341.200 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

13. PILE 교축직각방향 검토

1) 설계조건

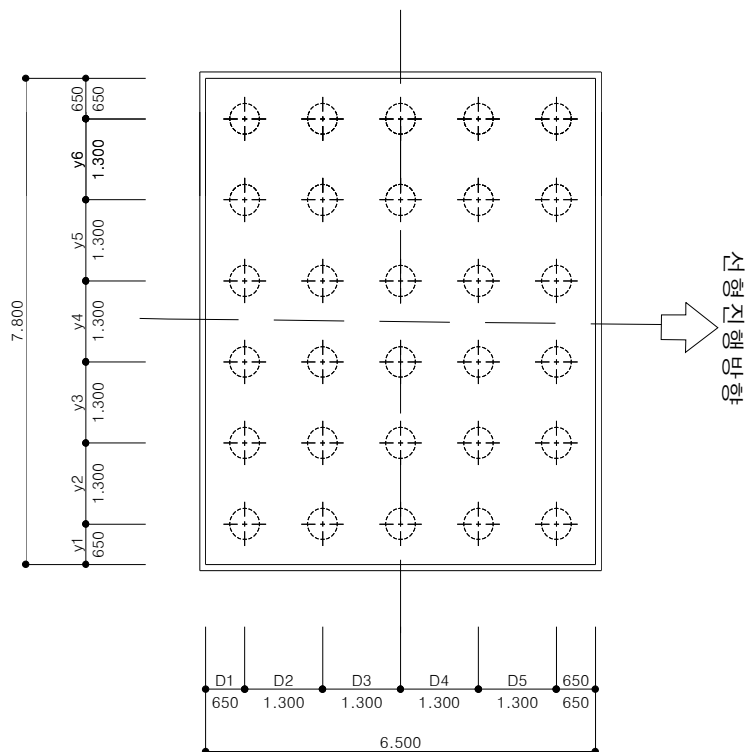
① 말뚝의 제원

말뚝 종류	직경(mm)	두께(mm)	종별	길이(m)
내부굴착PC-PHC말뚝	500	80	A	9.900

※ 말뚝길이는 기초평면에 묻힌 100mm는 제외한 길이로 계산한다.

콘크리트 설계기준강도	$f_{ck} = 80.0 \text{ MPa}$
콘크리트 탄성계수	$E_p = 40000.0 \text{ MPa}$
유효프리스트레스(본체)	$f_{ce1} = 4.10 \text{ MPa}$
유효프리스트레스(두부)	$f_{ce2} = 0.00 \text{ MPa}$
콘크리트 환산단면적	$A_e = 0.1085 \text{ m}^2$
환산 단면2차모멘트	$I_e = 0.00248 \text{ m}^4$
환산 단면계수	$Z_e = 0.00991 \text{ m}^3$
말뚝 머리의 평균 N치	$N = 10$
말뚝 선단의 평균 N치	$N = 50$
말뚝 선단의 근입깊이	$D_f = 1.0 \text{ m}$
원지반으로부터 돌출된 길이	$h = 0.0 \text{ m}$

② 말뚝의 배치



2) 말뚝도심에서의 작용하중

구 분		Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	비 고
사용하중	COMBO 1	12347.368	808.047	7524.663	SV005
	COMBO 2	11906.780	808.047	11064.751	SV007
	COMBO 3	11906.780	808.047	11064.751	SV021
	COMBO 4	10180.756	1246.470	9837.865	SV022
계수하중	COMBO 1	17893.199	500.650	2393.519	UL001
	COMBO 2	15478.814	1050.462	14384.176	UL007
	COMBO 3	11829.248	1010.059	13785.918	UE021
	COMBO 4	10180.756	1246.470	9837.865	UL022

3) 말뚝의 특성치 계산

① 말뚝의 축방향 스프링정수

$$\begin{aligned} A_p &= A_e &= 0.1085 \text{ m}^2 & ; \text{ 말뚝의 환산단면적} \\ a &= 0.013 \times (L/D) + 0.53 &= 0.787 \\ K_v &= a \times A_p \times E_p / L &= 345183.434 \text{ kN/m} & ; \text{ 말뚝의 축방향 스프링정수} \end{aligned}$$

② 말뚝의 축직각방향 스프링정수

: $1/\beta$ 가정된 값이 계산된 값과 일치할 때까지 반복 계산

$$B_H = \sqrt{\frac{D}{\beta}} \quad k_{HO} = \frac{1}{0.3} \alpha E_o \quad k_H = k_{HO} \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-\frac{3}{4}}$$

$\alpha = 1$ (평상시), 2 (지진시)

$$E_o = 1000 \times N = 1000 \times 10 = 10000 \text{ kN/m}^2$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$$

가) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 평상시

가정된 $1/\beta$ (m)	계산치 $1/\beta$ (m)	$K_h(\text{kN/m}^2)$
0.500	2.430	22724.39
2.430	2.818	12560.11
2.818	2.858	11881.00
2.858	2.862	11819.25
2.862	2.862	11813.47
2.862	2.862	11812.93
2.862	2.862	11812.88

$$K_h = 11812.88 \text{ kN/m}^2$$

$$\beta = 0.349 \text{ m}^{-1}$$

$$\beta L = 0.349 \times 9.9000 = 3.459 \geq 2.5 \quad \therefore \text{반무한장 말뚝으로 설계한다.}$$

나) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 지진시

가정된 $1/\beta$ (m)	계산치 $1/\beta$ (m)	$K_h(\text{kN/m}^2)$
0.500	2.044	45448.77
2.044	2.332	26806.80
2.332	2.361	25512.34
2.361	2.364	25394.24
2.364	2.364	25383.19
2.364	2.364	25382.16
2.364	2.364	25382.06

$$K_h = 25382.05 \text{ kN/m}^2$$

$$\beta = 0.423 \text{ m}^{-1}$$

$$\beta L = 0.423 \times 9.9000 = 4.188 \geq 2.5 \quad \therefore \text{반무한장 말뚝으로 설계한다.}$$

4) 말뚝의 변위 및 부재력

① 말뚝머리 고정일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	16904.139	30000.005	$4EI \beta^3$	kN/m
K2	24189.697	35458.139	$2EI \beta^2$	kN/rad
K3	24189.697	35458.139	$2EI \beta^2$	kN/rad
K4	69230.550	83818.627	$2EI \beta$	kN.m/rad

나) 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum (K_1 \cos^2 \theta_i + K_v \sin^2 \theta_i)$	507124.2	900000.1
Axy, Ayx	$\sum (K_v - K_1) \sin \theta_i \cos \theta_i$	0.0	0.0
Axa, Aax	$\sum \{(K_v - K_1)x_i \sin \theta_i \cos \theta_i - K_2 \cos \theta_i\}$	-725690.9	-1063744.2
Ayy	$\sum (K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)$	10355503.0	10355503.0
Aya, Aay	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i + K_2 \sin \theta_i\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i^2 + (K_2 + K_3)x_i \sin \theta_i + K_4\}$	53120916.9	53558559.2
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	0.0018319	0.0011923	0.0001667	COMBO 1	0.0010727	0.0017279	0.0000597
COMBO 2	0.0019292	0.0011498	0.0002346	COMBO 2	0.0025079	0.0014947	0.0003050
COMBO 3	0.0019292	0.0011498	0.0002346	COMBO 3	0.0024102	0.0011423	0.0002924
COMBO 4	0.0016406	0.0009831	0.0002163	COMBO 4	0.0016406	0.0009831	0.0002163

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 1.929 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	0.0018319	0.0017341	0.0001667	598.565	26.935	-32.774
	2	0.0018319	0.0015174	0.0001667	523.771	26.935	-32.774
	3	0.0018319	0.0013007	0.0001667	448.976	26.935	-32.774
	4	0.0018319	0.0010840	0.0001667	374.182	26.935	-32.774
	5	0.0018319	0.0008673	0.0001667	299.387	26.935	-32.774
	6	0.0018319	0.0006506	0.0001667	224.592	26.935	-32.774
COMBO 2	1	0.0019292	0.0019124	0.0002346	660.132	26.935	-30.421
	2	0.0019292	0.0016074	0.0002346	554.836	26.935	-30.421
	3	0.0019292	0.0013023	0.0002346	449.541	26.935	-30.421
	4	0.0019292	0.0009973	0.0002346	344.245	26.935	-30.421
	5	0.0019292	0.0006922	0.0002346	238.949	26.935	-30.421
	6	0.0019292	0.0003872	0.0002346	133.653	26.935	-30.421
COMBO 3	1	0.0019292	0.0019124	0.0002346	660.132	26.935	-30.421
	2	0.0019292	0.0016074	0.0002346	554.836	26.935	-30.421
	3	0.0019292	0.0013023	0.0002346	449.541	26.935	-30.421
	4	0.0019292	0.0009973	0.0002346	344.245	26.935	-30.421
	5	0.0019292	0.0006922	0.0002346	238.949	26.935	-30.421
	6	0.0019292	0.0003872	0.0002346	133.653	26.935	-30.421
COMBO 4	1	0.0016406	0.0016860	0.0002163	581.978	41.549	-40.045
	2	0.0016406	0.0014048	0.0002163	484.930	41.549	-40.045
	3	0.0016406	0.0011237	0.0002163	387.883	41.549	-40.045
	4	0.0016406	0.0008426	0.0002163	290.835	41.549	-40.045
	5	0.0016406	0.0005614	0.0002163	193.787	41.549	-40.045
	6	0.0016406	0.0002803	0.0002163	96.739	41.549	-40.045

- 계수하중 조합

구 분		$\delta x(i)$	$\delta y(i)$	α	$P_n(i)$	$Ph(i)$	$M_t(i)$
COMBO 1	1	0.0010727	0.0019220	0.0000597	663.428	16.688	-21.814
	2	0.0010727	0.0018443	0.0000597	636.633	16.688	-21.814
	3	0.0010727	0.0017667	0.0000597	609.837	16.688	-21.814
	4	0.0010727	0.0016891	0.0000597	583.042	16.688	-21.814
	5	0.0010727	0.0016115	0.0000597	556.247	16.688	-21.814
	6	0.0010727	0.0015338	0.0000597	529.452	16.688	-21.814
COMBO 2	1	0.0025079	0.0024861	0.0003050	858.172	35.015	-39.548
	2	0.0025079	0.0020896	0.0003050	721.287	35.015	-39.548
	3	0.0025079	0.0016930	0.0003050	584.403	35.015	-39.548
	4	0.0025079	0.0012965	0.0003050	447.518	35.015	-39.548
	5	0.0025079	0.0008999	0.0003050	310.634	35.015	-39.548
	6	0.0025079	0.0005034	0.0003050	173.749	35.015	-39.548
COMBO 3	1	0.0024102	0.0020928	0.0002924	722.388	33.669	-38.056
	2	0.0024102	0.0017126	0.0002924	591.156	33.669	-38.056
	3	0.0024102	0.0013324	0.0002924	459.924	33.669	-38.056
	4	0.0024102	0.0009522	0.0002924	328.692	33.669	-38.056
	5	0.0024102	0.0005720	0.0002924	197.461	33.669	-38.056
	6	0.0024102	0.0001919	0.0002924	66.229	33.669	-38.056
COMBO 4	1	0.0016406	0.0016860	0.0002163	581.978	41.549	-40.045
	2	0.0016406	0.0014048	0.0002163	484.930	41.549	-40.045
	3	0.0016406	0.0011237	0.0002163	387.883	41.549	-40.045
	4	0.0016406	0.0008426	0.0002163	290.835	41.549	-40.045
	5	0.0016406	0.0005614	0.0002163	193.787	41.549	-40.045
	6	0.0016406	0.0002803	0.0002163	96.739	41.549	-40.045

■ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$$V(i) = P_n(i) \times \cos \theta(i) - P_h(i) \times \sin \theta(i)$$

$$H(i) = P_n(i) \times \sin \theta(i) + P_h(i) \times \cos \theta(i)$$

$$H_t = \sum H(i) \times N$$

$$V_t = \sum V(i) \times N$$

$$M_t = \sum (V(i) \times x(i) + M(i)) \times N$$

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.250	0	598.565	26.935	-32.774	5
	2	1.950	0	523.771	26.935	-32.774	5
	3	0.650	0	448.976	26.935	-32.774	5
	4	-0.650	0	374.182	26.935	-32.774	5
	5	-1.950	0	299.387	26.935	-32.774	5
	6	-3.250	0	224.592	26.935	-32.774	5
	계			12347.368	808.047	7524.663	30
COMBO 2	1	3.250	0	660.132	26.935	-30.421	5
	2	1.950	0	554.836	26.935	-30.421	5
	3	0.650	0	449.541	26.935	-30.421	5
	4	-0.650	0	344.245	26.935	-30.421	5
	5	-1.950	0	238.949	26.935	-30.421	5
	6	-3.250	0	133.653	26.935	-30.421	5
	계			11906.780	808.047	11064.751	30
COMBO 3	1	3.250	0	660.132	26.935	-30.421	5
	2	1.950	0	554.836	26.935	-30.421	5
	3	0.650	0	449.541	26.935	-30.421	5
	4	-0.650	0	344.245	26.935	-30.421	5
	5	-1.950	0	238.949	26.935	-30.421	5
	6	-3.250	0	133.653	26.935	-30.421	5
	계			11906.780	808.047	11064.751	30
COMBO 4	1	3.250	0	581.978	41.549	-40.045	5
	2	1.950	0	484.930	41.549	-40.045	5
	3	0.650	0	387.883	41.549	-40.045	5
	4	-0.650	0	290.835	41.549	-40.045	5
	5	-1.950	0	193.787	41.549	-40.045	5
	6	-3.250	0	96.739	41.549	-40.045	5
	계			10180.756	1246.470	9837.865	30

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.250	0	663.428	16.688	-21.814	5
	2	1.950	0	636.633	16.688	-21.814	5
	3	0.650	0	609.837	16.688	-21.814	5
	4	-0.650	0	583.042	16.688	-21.814	5
	5	-1.950	0	556.247	16.688	-21.814	5
	6	-3.250	0	529.452	16.688	-21.814	5
	계			17893.199	500.650	2393.519	30
COMBO 2	1	3.250	0	858.172	35.015	-39.548	5
	2	1.950	0	721.287	35.015	-39.548	5
	3	0.650	0	584.403	35.015	-39.548	5
	4	-0.650	0	447.518	35.015	-39.548	5
	5	-1.950	0	310.634	35.015	-39.548	5
	6	-3.250	0	173.749	35.015	-39.548	5
	계			15478.814	1050.462	14384.176	30
COMBO 3	1	3.250	0	722.388	33.669	-38.056	5
	2	1.950	0	591.156	33.669	-38.056	5
	3	0.650	0	459.924	33.669	-38.056	5
	4	-0.650	0	328.692	33.669	-38.056	5
	5	-1.950	0	197.461	33.669	-38.056	5
	6	-3.250	0	66.229	33.669	-38.056	5
	계			11829.248	1010.059	13785.918	30
COMBO 4	1	3.250	0	581.978	41.549	-40.045	5
	2	1.950	0	484.930	41.549	-40.045	5
	3	0.650	0	387.883	41.549	-40.045	5
	4	-0.650	0	290.835	41.549	-40.045	5
	5	-1.950	0	193.787	41.549	-40.045	5
	6	-3.250	0	96.739	41.549	-40.045	5
	계			10180.756	1246.470	9837.865	30

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉔ COMBO 1 : SV005

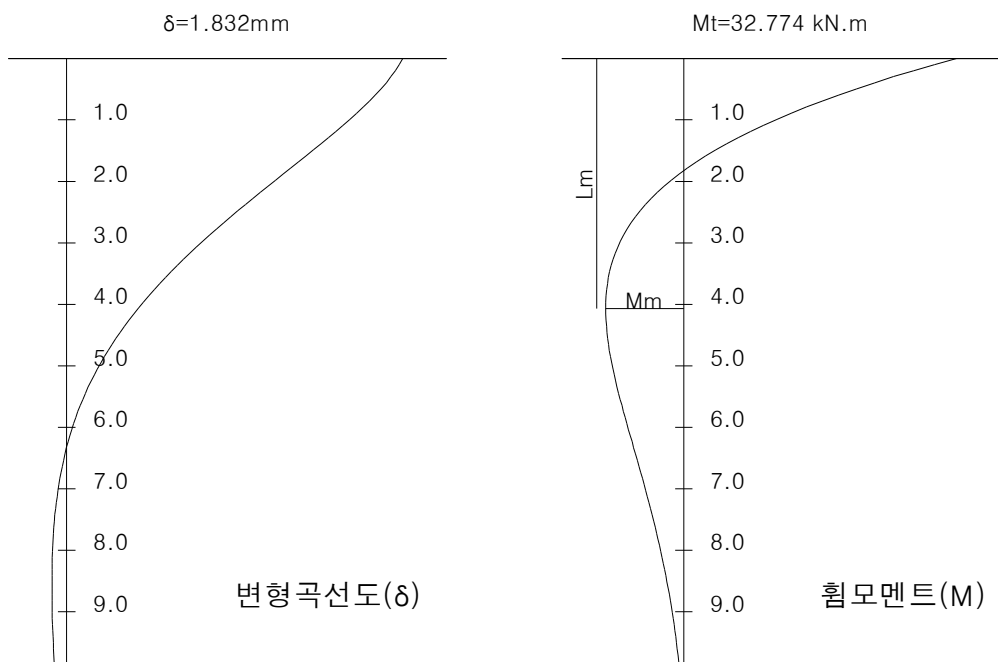
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -9.400 kN.m, 4.070 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.832 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.832 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	32.774	-26.935	1.832	
0.660	17.293	-20.090	1.662	
1.320	6.071	-14.077	1.415	
1.980	-1.517	-9.097	1.139	
2.640	-6.174	-5.189	0.869	
3.300	-8.588	-2.286	0.626	
3.960	-9.385	-0.263	0.419	
4.620	-9.095	1.035	0.254	
5.280	-8.144	1.766	0.128	
5.940	-6.857	2.077	0.038	
6.600	-5.466	2.098	-0.022	
7.260	-4.127	1.935	-0.058	
7.920	-2.935	1.668	-0.076	
8.580	-1.935	1.359	-0.081	
9.240	-1.141	1.049	-0.077	
9.900	-0.544	0.765	-0.068	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 2 : SV007

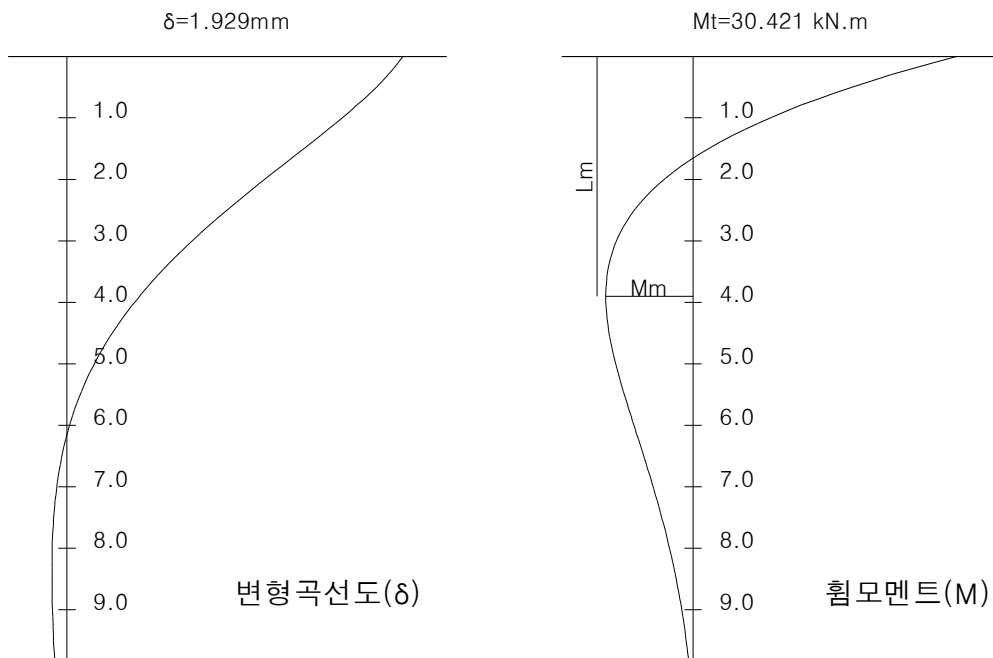
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -10.079 kN.m, 3.901 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.929 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.929 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	30.421	-26.935	1.929	
0.660	15.047	-19.791	1.720	
1.320	4.082	-13.616	1.442	
1.980	-3.176	-8.572	1.145	
2.640	-7.484	-4.668	0.862	
3.300	-9.568	-1.812	0.610	
3.960	-10.074	0.142	0.400	
4.620	-9.543	1.362	0.233	
5.280	-8.401	2.016	0.109	
5.940	-6.972	2.258	0.021	
6.600	-5.482	2.220	-0.036	
7.260	-4.080	2.009	-0.069	
7.920	-2.851	1.706	-0.084	
8.580	-1.835	1.371	-0.086	
9.240	-1.040	1.043	-0.080	
9.900	-0.451	0.749	-0.070	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 3 : SV021

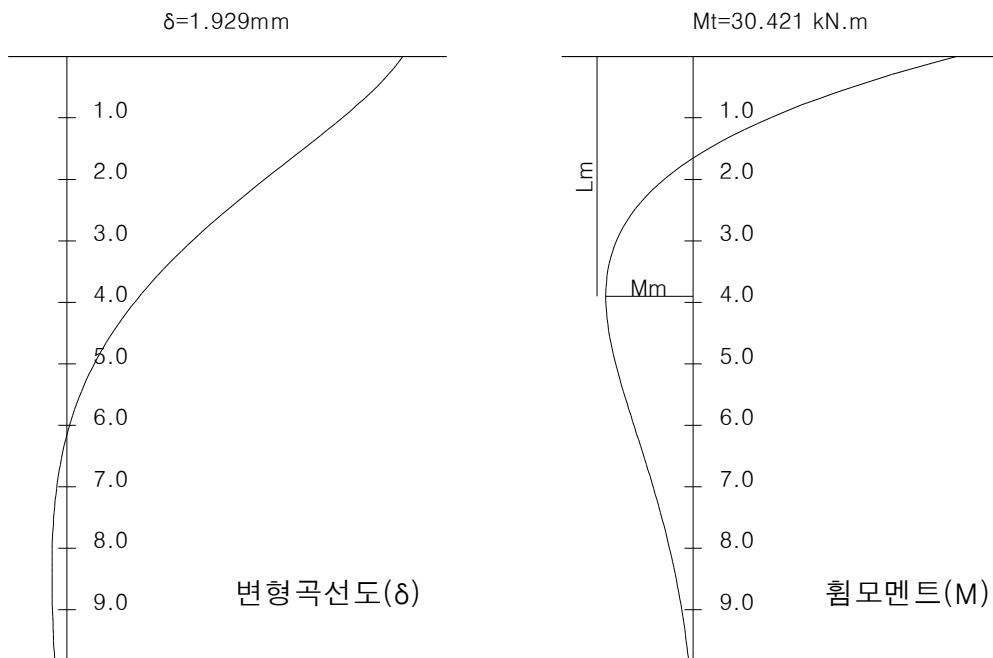
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -10.079 kN.m, 3.901 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.929 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.929 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	30.421	-26.935	1.929	
0.660	15.047	-19.791	1.720	
1.320	4.082	-13.616	1.442	
1.980	-3.176	-8.572	1.145	
2.640	-7.484	-4.668	0.862	
3.300	-9.568	-1.812	0.610	
3.960	-10.074	0.142	0.400	
4.620	-9.543	1.362	0.233	
5.280	-8.401	2.016	0.109	
5.940	-6.972	2.258	0.021	
6.600	-5.482	2.220	-0.036	
7.260	-4.080	2.009	-0.069	
7.920	-2.851	1.706	-0.084	
8.580	-1.835	1.371	-0.086	
9.240	-1.040	1.043	-0.080	
9.900	-0.451	0.749	-0.070	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 4 : SV022

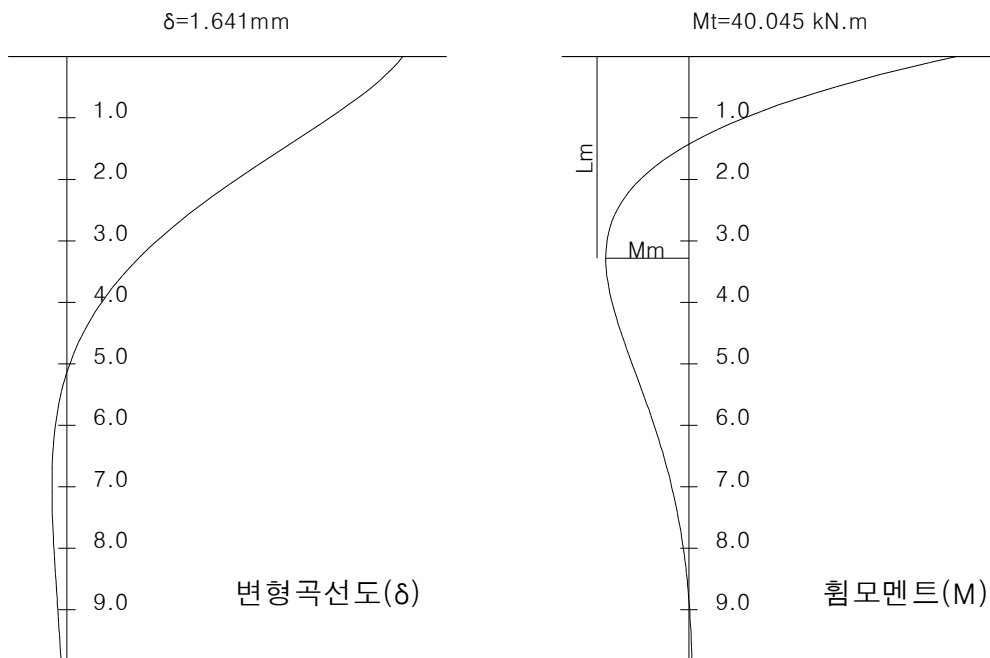
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -12.460 kN.m, 3.282 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.641 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.641 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	40.045	-41.549	1.641	
0.660	16.990	-28.612	1.428	
1.320	1.797	-17.836	1.138	
1.980	-7.108	-9.567	0.838	
2.640	-11.364	-3.708	0.568	
3.300	-12.459	0.081	0.346	
3.960	-11.616	2.239	0.178	
4.620	-9.764	3.210	0.061	
5.280	-7.553	3.387	-0.013	
5.940	-5.397	3.089	-0.054	
6.600	-3.527	2.554	-0.071	
7.260	-2.042	1.947	-0.072	
7.920	-0.951	1.370	-0.064	
8.580	-0.215	0.878	-0.052	
9.240	0.232	0.493	-0.039	
9.900	0.460	0.215	-0.027	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉔ COMBO 1 : UL001

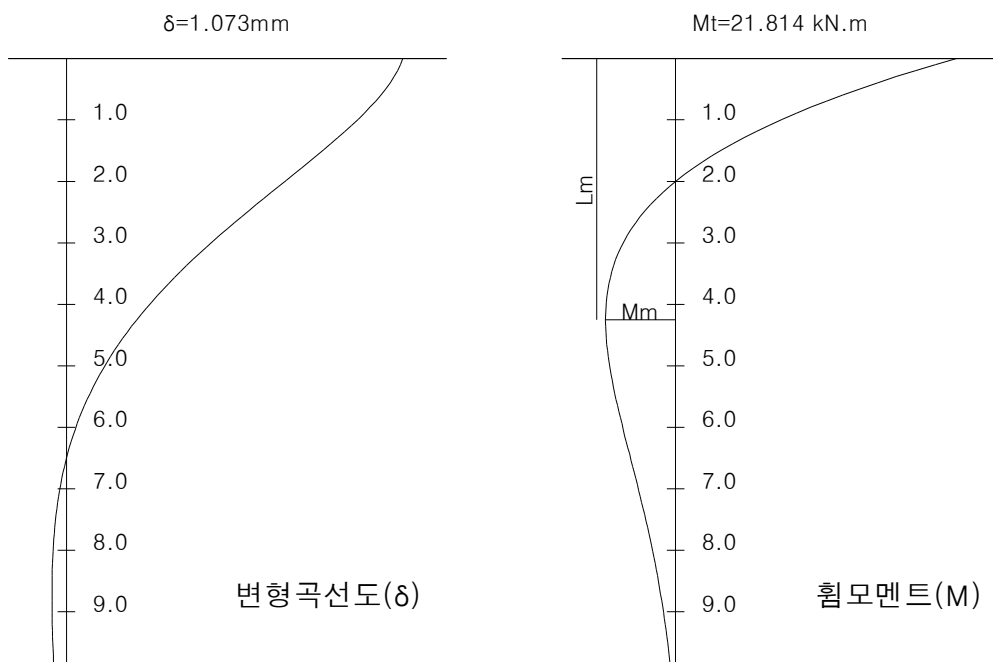
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -5.432 kN.m, 4.248 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.073 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.073 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	21.814	-16.688	1.073	
0.660	12.153	-12.638	0.993	
1.320	5.036	-9.017	0.859	
1.980	0.123	-5.973	0.702	
2.640	-2.985	-3.549	0.543	
3.300	-4.693	-1.721	0.398	
3.960	-5.373	-0.423	0.272	
4.620	-5.348	0.432	0.170	
5.280	-4.881	0.934	0.091	
5.940	-4.174	1.171	0.034	
6.600	-3.376	1.222	-0.005	
7.260	-2.587	1.151	-0.029	
7.920	-1.872	1.009	-0.042	
8.580	-1.262	0.834	-0.047	
9.240	-0.772	0.654	-0.045	
9.900	-0.397	0.485	-0.041	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉠ COMBO 2 : UL007

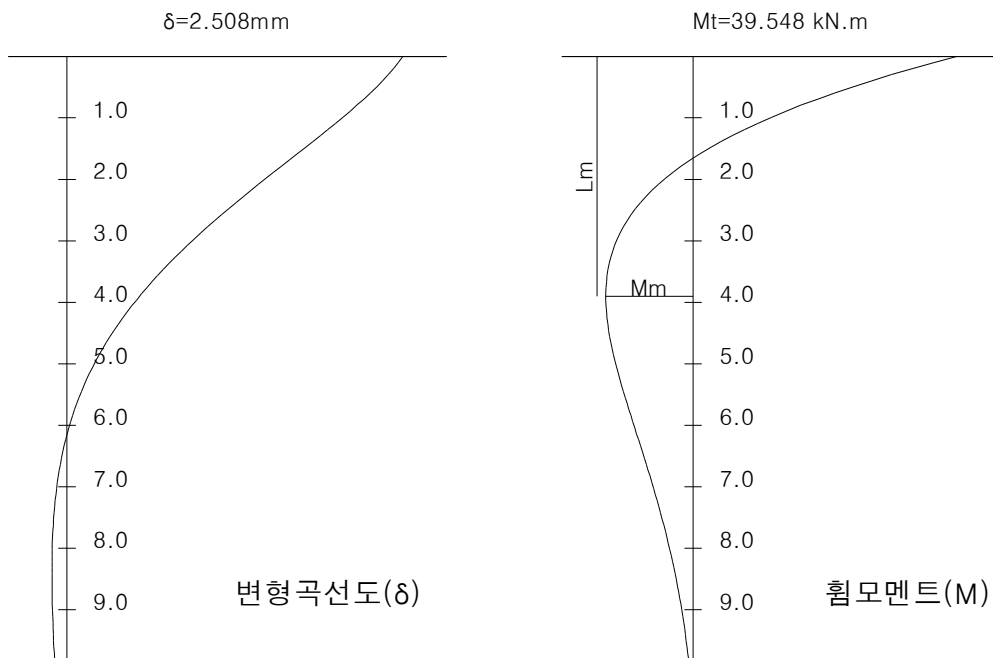
㉡ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -13.102 kN.m, 3.901 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.508 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.508 mm

㉢ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	39.548	-35.015	2.508	
0.660	19.561	-25.729	2.235	
1.320	5.307	-17.700	1.875	
1.980	-4.129	-11.143	1.489	
2.640	-9.729	-6.068	1.120	
3.300	-12.439	-2.355	0.793	
3.960	-13.097	0.184	0.520	
4.620	-12.405	1.770	0.303	
5.280	-10.922	2.621	0.141	
5.940	-9.064	2.935	0.027	
6.600	-7.127	2.886	-0.047	
7.260	-5.304	2.611	-0.090	
7.920	-3.706	2.217	-0.109	
8.580	-2.386	1.782	-0.112	
9.240	-1.352	1.357	-0.105	
9.900	-0.586	0.974	-0.091	

㉣ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 3 : UE021

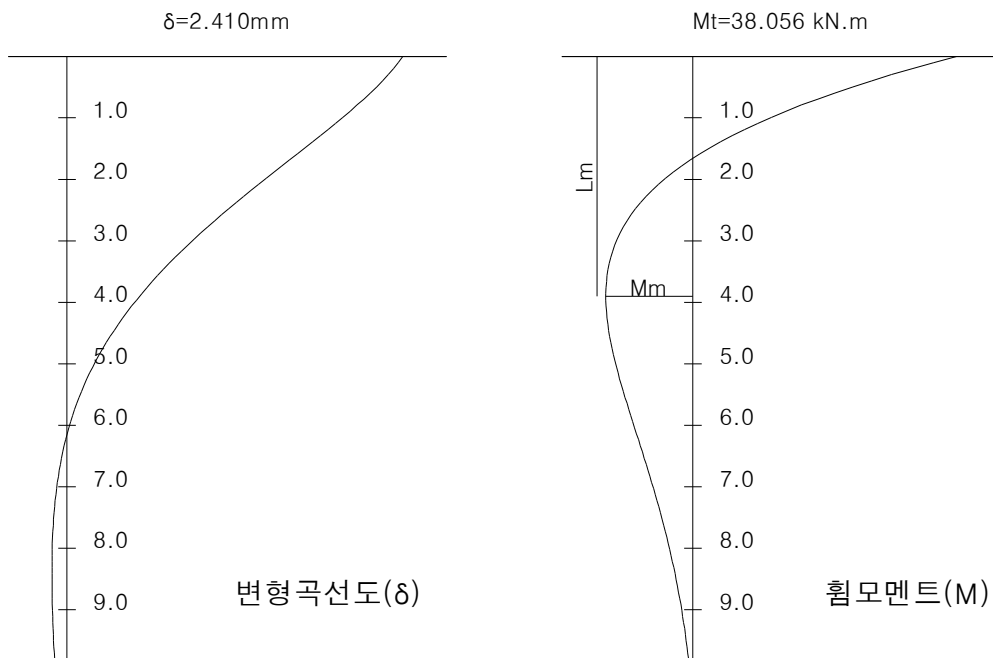
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -12.589 kN.m, 3.903 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.410 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.410 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	38.056	-33.669	2.410	
0.660	18.837	-24.743	2.149	
1.320	5.128	-17.025	1.802	
1.980	-3.949	-10.721	1.432	
2.640	-9.338	-5.841	1.077	
3.300	-11.948	-2.271	0.763	
3.960	-12.584	0.172	0.500	
4.620	-11.923	1.698	0.292	
5.280	-10.498	2.517	0.136	
5.940	-8.714	2.820	0.027	
6.600	-6.853	2.773	-0.045	
7.260	-5.100	2.510	-0.086	
7.920	-3.565	2.131	-0.105	
8.580	-2.296	1.713	-0.108	
9.240	-1.301	1.304	-0.101	
9.900	-0.565	0.937	-0.087	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 4 : UL022

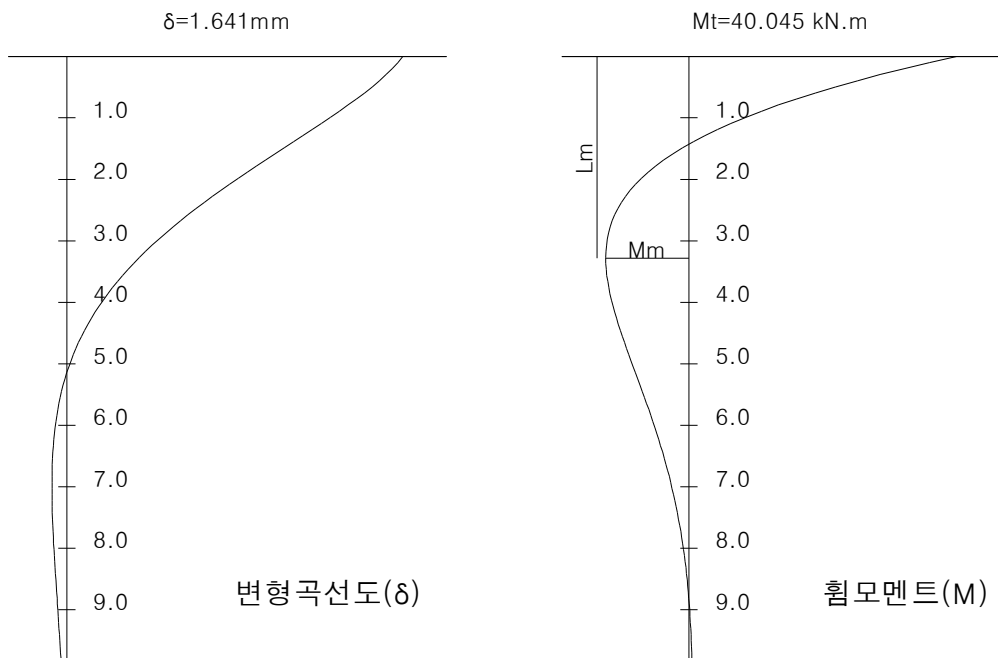
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -12.460 kN.m, 3.282 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.641 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.641 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	40.045	-41.549	1.641	
0.660	16.990	-28.612	1.428	
1.320	1.797	-17.836	1.138	
1.980	-7.108	-9.567	0.838	
2.640	-11.364	-3.708	0.568	
3.300	-12.459	0.081	0.346	
3.960	-11.616	2.239	0.178	
4.620	-9.764	3.210	0.061	
5.280	-7.553	3.387	-0.013	
5.940	-5.397	3.089	-0.054	
6.600	-3.527	2.554	-0.071	
7.260	-2.042	1.947	-0.072	
7.920	-0.951	1.370	-0.064	
8.580	-0.215	0.878	-0.052	
9.240	0.232	0.493	-0.039	
9.900	0.460	0.215	-0.027	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



② 말뚝머리 힌지일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	8452.070	15000.002	$2EI \beta^3$	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}	$\sum (K_1 \cos^2 \theta_i + K_v \sin^2 \theta_i)$	253562.1	450000.1
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}	$\sum (K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)$	10355503.0	10355503.0
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}	$\sum \{K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i\} x_i^2 + (K_2 + K_3)x_i \sin \theta_i + K_4\}$	51044000.4	51044000.4
일반식	$\begin{bmatrix} \delta_x \\ \delta_y \\ \alpha \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} A_{xx} & A_{xy} & A_{xa} \\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya} \\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa} \end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix} H_o \\ V_o \\ M_o \end{bmatrix}$		

구 분	사용하중			구 분	계수하중		
	$\delta x(m)$	$\delta y(m)$	$\alpha(rad)$		$\delta x(m)$	$\delta y(m)$	$\alpha(rad)$
COMBO 1	0.0031868	0.0011923	0.0001474	COMBO 1	0.0019745	0.0017279	0.0000469
COMBO 2	0.0031868	0.0011498	0.0002168	COMBO 2	0.0041428	0.0014947	0.0002818
COMBO 3	0.0031868	0.0011498	0.0002168	COMBO 3	0.0039835	0.0011423	0.0002701
COMBO 4	0.0027699	0.0009831	0.0001927	COMBO 4	0.0027699	0.0009831	0.0001927

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 3.187 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	0.0031868	0.0016714	0.0001474	576.956	26.935	0.000
	2	0.0031868	0.0014798	0.0001474	510.805	26.935	0.000
	3	0.0031868	0.0012882	0.0001474	444.654	26.935	0.000
	4	0.0031868	0.0010965	0.0001474	378.503	26.935	0.000
	5	0.0031868	0.0009049	0.0001474	312.353	26.935	0.000
	6	0.0031868	0.0007132	0.0001474	246.202	26.935	0.000
COMBO 2	1	0.0031868	0.0018543	0.0002168	640.074	26.935	0.000
	2	0.0031868	0.0015725	0.0002168	542.801	26.935	0.000
	3	0.0031868	0.0012907	0.0002168	445.529	26.935	0.000
	4	0.0031868	0.0010089	0.0002168	348.256	26.935	0.000
	5	0.0031868	0.0007271	0.0002168	250.984	26.935	0.000
	6	0.0031868	0.0004453	0.0002168	153.711	26.935	0.000
COMBO 3	1	0.0031868	0.0018543	0.0002168	640.074	26.935	0.000
	2	0.0031868	0.0015725	0.0002168	542.801	26.935	0.000
	3	0.0031868	0.0012907	0.0002168	445.529	26.935	0.000
	4	0.0031868	0.0010089	0.0002168	348.256	26.935	0.000
	5	0.0031868	0.0007271	0.0002168	250.984	26.935	0.000
	6	0.0031868	0.0004453	0.0002168	153.711	26.935	0.000
COMBO 4	1	0.0027699	0.0016095	0.0001927	555.575	41.549	0.000
	2	0.0027699	0.0013590	0.0001927	469.089	41.549	0.000
	3	0.0027699	0.0011084	0.0001927	382.602	41.549	0.000
	4	0.0027699	0.0008578	0.0001927	296.115	41.549	0.000
	5	0.0027699	0.0006073	0.0001927	209.628	41.549	0.000
	6	0.0027699	0.0003567	0.0001927	123.142	41.549	0.000

- 계수하중 조합

구 분		$\delta x(i)$	$\delta y(i)$	α	$P_n(i)$	$Ph(i)$	$M_t(i)$
COMBO 1	1	0.0019745	0.0018803	0.0000469	649.045	16.688	0.000
	2	0.0019745	0.0018193	0.0000469	628.003	16.688	0.000
	3	0.0019745	0.0017584	0.0000469	606.961	16.688	0.000
	4	0.0019745	0.0016974	0.0000469	585.919	16.688	0.000
	5	0.0019745	0.0016365	0.0000469	564.877	16.688	0.000
	6	0.0019745	0.0015755	0.0000469	543.835	16.688	0.000
COMBO 2	1	0.0041428	0.0024106	0.0002818	832.096	35.015	0.000
	2	0.0041428	0.0020443	0.0002818	705.642	35.015	0.000
	3	0.0041428	0.0016779	0.0002818	579.188	35.015	0.000
	4	0.0041428	0.0013116	0.0002818	452.733	35.015	0.000
	5	0.0041428	0.0009452	0.0002818	326.279	35.015	0.000
	6	0.0041428	0.0005789	0.0002818	199.825	35.015	0.000
COMBO 3	1	0.0039835	0.0020201	0.0002701	697.295	33.669	0.000
	2	0.0039835	0.0016690	0.0002701	576.101	33.669	0.000
	3	0.0039835	0.0013179	0.0002701	454.906	33.669	0.000
	4	0.0039835	0.0009668	0.0002701	333.711	33.669	0.000
	5	0.0039835	0.0006157	0.0002701	212.516	33.669	0.000
	6	0.0039835	0.0002646	0.0002701	91.321	33.669	0.000
COMBO 4	1	0.0027699	0.0016095	0.0001927	555.575	41.549	0.000
	2	0.0027699	0.0013590	0.0001927	469.089	41.549	0.000
	3	0.0027699	0.0011084	0.0001927	382.602	41.549	0.000
	4	0.0027699	0.0008578	0.0001927	296.115	41.549	0.000
	5	0.0027699	0.0006073	0.0001927	209.628	41.549	0.000
	6	0.0027699	0.0003567	0.0001927	123.142	41.549	0.000

■ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$$V(i) = P_n(i) \times \cos \theta(i) - P_h(i) \times \sin \theta(i)$$

$$H(i) = P_n(i) \times \sin \theta(i) + P_h(i) \times \cos \theta(i)$$

$$H_t = \sum H(i) \times N$$

$$V_t = \sum V(i) \times N$$

$$M_t = \sum (V(i) \times x(i) + M(i)) \times N$$

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.250	0	576.956	26.935	0.000	5
	2	1.950	0	510.805	26.935	0.000	5
	3	0.650	0	444.654	26.935	0.000	5
	4	-0.650	0	378.503	26.935	0.000	5
	5	-1.950	0	312.353	26.935	0.000	5
	6	-3.250	0	246.202	26.935	0.000	5
	계			12347.368	808.047	0.000	30
COMBO 2	1	3.250	0	640.074	26.935	0.000	5
	2	1.950	0	542.801	26.935	0.000	5
	3	0.650	0	445.529	26.935	0.000	5
	4	-0.650	0	348.256	26.935	0.000	5
	5	-1.950	0	250.984	26.935	0.000	5
	6	-3.250	0	153.711	26.935	0.000	5
	계			11906.780	808.047	0.000	30
COMBO 3	1	3.250	0	640.074	26.935	0.000	5
	2	1.950	0	542.801	26.935	0.000	5
	3	0.650	0	445.529	26.935	0.000	5
	4	-0.650	0	348.256	26.935	0.000	5
	5	-1.950	0	250.984	26.935	0.000	5
	6	-3.250	0	153.711	26.935	0.000	5
	계			11906.780	808.047	0.000	30
COMBO 4	1	3.250	0	555.575	41.549	0.000	5
	2	1.950	0	469.089	41.549	0.000	5
	3	0.650	0	382.602	41.549	0.000	5
	4	-0.650	0	296.115	41.549	0.000	5
	5	-1.950	0	209.628	41.549	0.000	5
	6	-3.250	0	123.142	41.549	0.000	5
	계			10180.756	1246.470	0.000	30

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.250	0	649.045	16.688	0.000	5
	2	1.950	0	628.003	16.688	0.000	5
	3	0.650	0	606.961	16.688	0.000	5
	4	-0.650	0	585.919	16.688	0.000	5
	5	-1.950	0	564.877	16.688	0.000	5
	6	-3.250	0	543.835	16.688	0.000	5
	계			17893.199	500.650	0.000	30
COMBO 2	1	3.250	0	832.096	35.015	0.000	5
	2	1.950	0	705.642	35.015	0.000	5
	3	0.650	0	579.188	35.015	0.000	5
	4	-0.650	0	452.733	35.015	0.000	5
	5	-1.950	0	326.279	35.015	0.000	5
	6	-3.250	0	199.825	35.015	0.000	5
	계			15478.814	1050.462	0.000	30
COMBO 3	1	3.250	0	697.295	33.669	0.000	5
	2	1.950	0	576.101	33.669	0.000	5
	3	0.650	0	454.906	33.669	0.000	5
	4	-0.650	0	333.711	33.669	0.000	5
	5	-1.950	0	212.516	33.669	0.000	5
	6	-3.250	0	91.321	33.669	0.000	5
	계			11829.248	1010.059	0.000	30
COMBO 4	1	3.250	0	555.575	41.549	0.000	5
	2	1.950	0	469.089	41.549	0.000	5
	3	0.650	0	382.602	41.549	0.000	5
	4	-0.650	0	296.115	41.549	0.000	5
	5	-1.950	0	209.628	41.549	0.000	5
	6	-3.250	0	123.142	41.549	0.000	5
	계			10180.756	1246.470	0.000	30

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉔ COMBO 1 : SV005

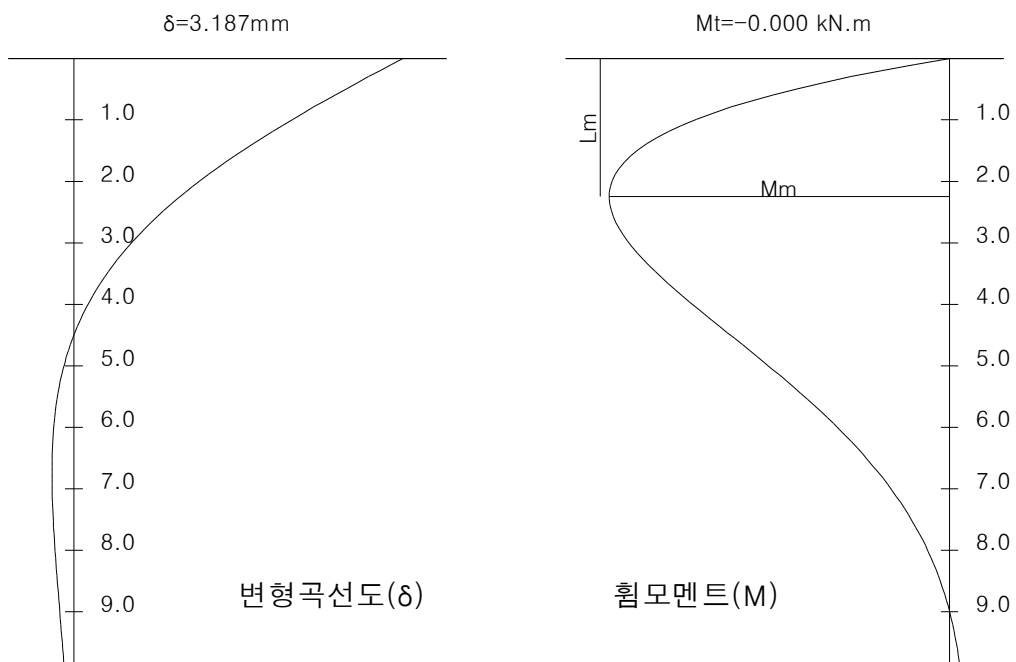
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -24.853 kN.m, 2.248 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.187 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.187 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-26.935	3.187	
0.660	-13.991	-15.933	2.463	
1.320	-21.631	-7.650	1.799	
1.980	-24.621	-1.782	1.229	
2.640	-24.427	2.069	0.765	
3.300	-22.242	4.322	0.408	
3.960	-18.985	5.378	0.149	
4.620	-15.329	5.589	-0.028	
5.280	-11.729	5.250	-0.136	
5.940	-8.468	4.593	-0.193	
6.600	-5.697	3.791	-0.213	
7.260	-3.469	2.965	-0.207	
7.920	-1.771	2.194	-0.186	
8.580	-0.551	1.522	-0.157	
9.240	0.265	0.970	-0.126	
9.900	0.757	0.540	-0.095	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉞ COMBO 2 : SV007

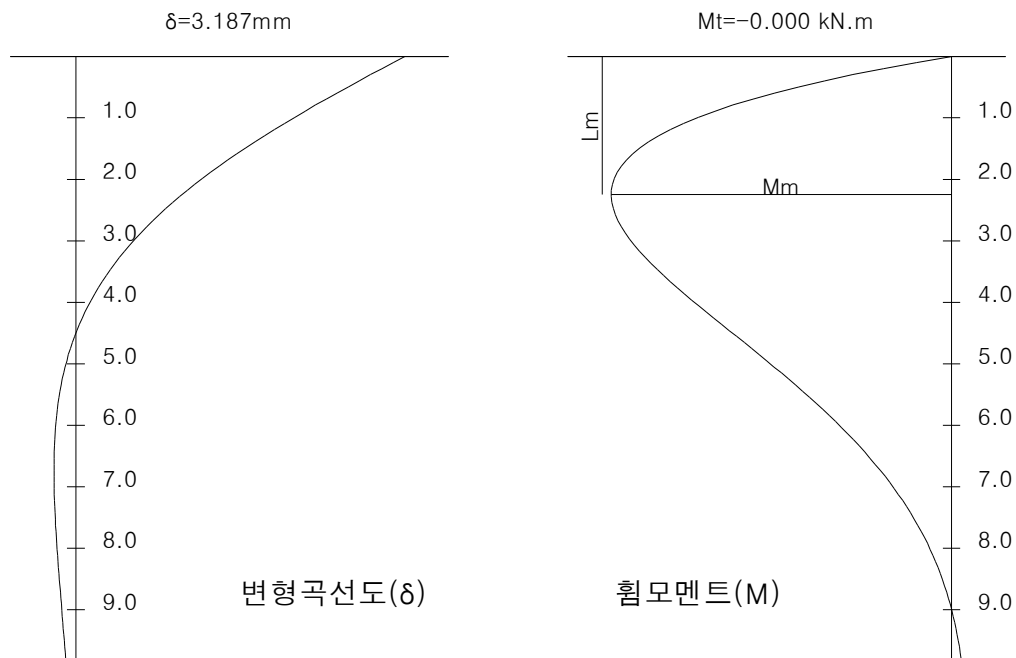
㉞ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -24.853 kN.m, 2.248 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.187 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.187 mm

㉞ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-26.935	3.187	
0.660	-13.991	-15.933	2.463	
1.320	-21.631	-7.650	1.799	
1.980	-24.621	-1.782	1.229	
2.640	-24.427	2.069	0.765	
3.300	-22.242	4.322	0.408	
3.960	-18.985	5.378	0.149	
4.620	-15.329	5.589	-0.028	
5.280	-11.729	5.250	-0.136	
5.940	-8.468	4.593	-0.193	
6.600	-5.697	3.791	-0.213	
7.260	-3.469	2.965	-0.207	
7.920	-1.771	2.194	-0.186	
8.580	-0.551	1.522	-0.157	
9.240	0.265	0.970	-0.126	
9.900	0.757	0.540	-0.095	

㉞ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 3 : SV021

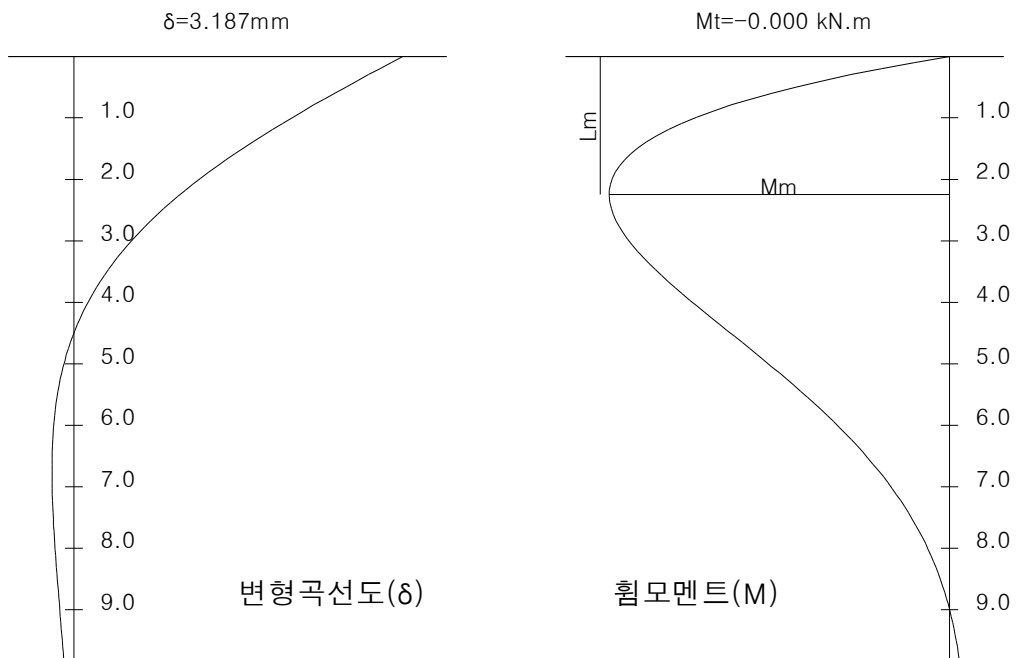
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -24.853 kN.m, 2.248 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.187 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.187 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-26.935	3.187	
0.660	-13.991	-15.933	2.463	
1.320	-21.631	-7.650	1.799	
1.980	-24.621	-1.782	1.229	
2.640	-24.427	2.069	0.765	
3.300	-22.242	4.322	0.408	
3.960	-18.985	5.378	0.149	
4.620	-15.329	5.589	-0.028	
5.280	-11.729	5.250	-0.136	
5.940	-8.468	4.593	-0.193	
6.600	-5.697	3.791	-0.213	
7.260	-3.469	2.965	-0.207	
7.920	-1.771	2.194	-0.186	
8.580	-0.551	1.522	-0.157	
9.240	0.265	0.970	-0.126	
9.900	0.757	0.540	-0.095	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 4 : SV022

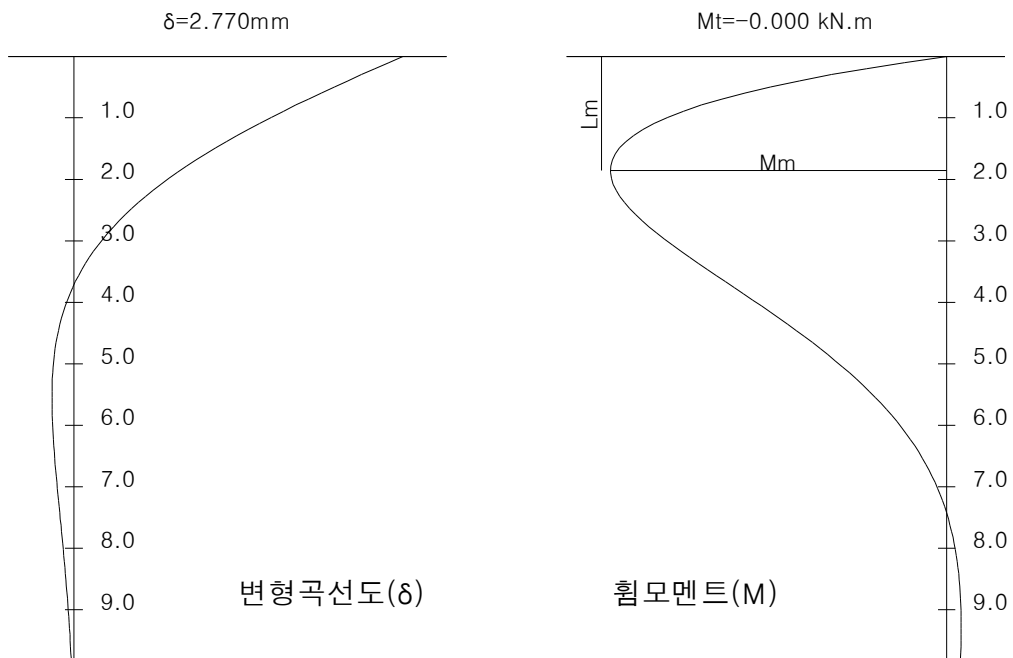
㉔ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -31.665 kN.m, 1.857 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.770 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.770 mm

㉔ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-41.549	2.770	
0.660	-20.473	-21.549	2.014	
1.320	-29.772	-7.566	1.344	
1.980	-31.581	1.327	0.802	
2.640	-28.892	6.258	0.398	
3.300	-23.946	8.341	0.119	
3.960	-18.293	8.549	-0.054	
4.620	-12.901	7.660	-0.147	
5.280	-8.295	6.248	-0.183	
5.940	-4.681	4.704	-0.182	
6.600	-2.062	3.265	-0.160	
7.260	-0.320	2.057	-0.128	
7.920	0.714	1.123	-0.095	
8.580	1.222	0.457	-0.065	
9.240	1.368	0.021	-0.040	
9.900	1.290	-0.230	-0.021	

㉔ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉔ COMBO 1 : UL001

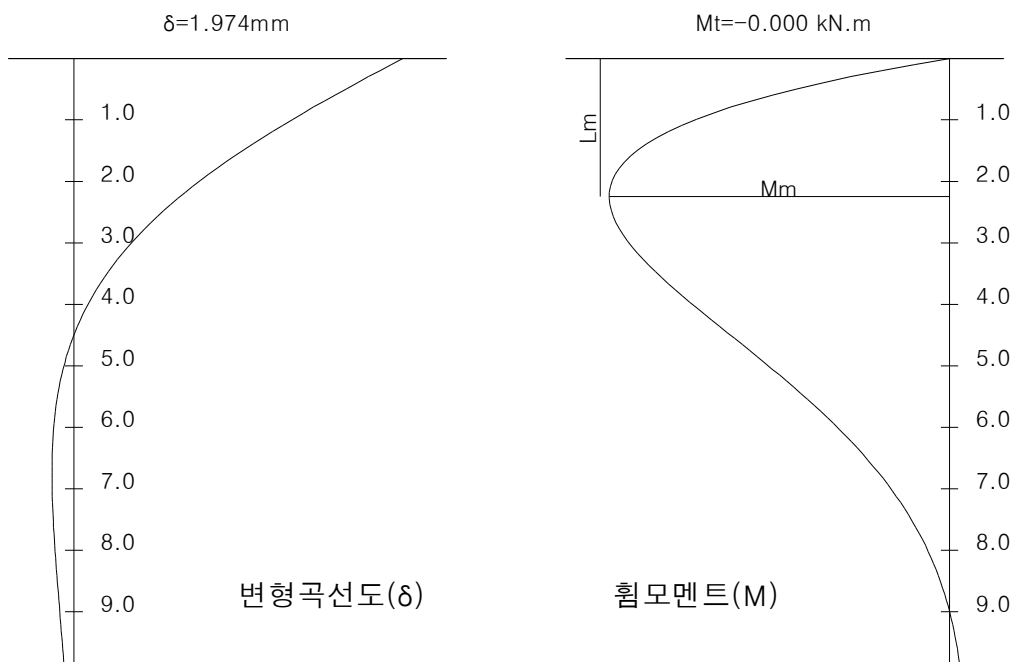
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -15.398 kN.m, 2.248 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.974 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.974 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-16.688	1.974	
0.660	-8.669	-9.872	1.526	
1.320	-13.402	-4.740	1.115	
1.980	-15.255	-1.104	0.761	
2.640	-15.135	1.282	0.474	
3.300	-13.781	2.678	0.253	
3.960	-11.763	3.332	0.092	
4.620	-9.497	3.463	-0.017	
5.280	-7.267	3.253	-0.084	
5.940	-5.247	2.846	-0.120	
6.600	-3.530	2.349	-0.132	
7.260	-2.149	1.837	-0.129	
7.920	-1.097	1.359	-0.115	
8.580	-0.341	0.943	-0.097	
9.240	0.164	0.601	-0.078	
9.900	0.469	0.335	-0.059	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉞ COMBO 2 : UL007

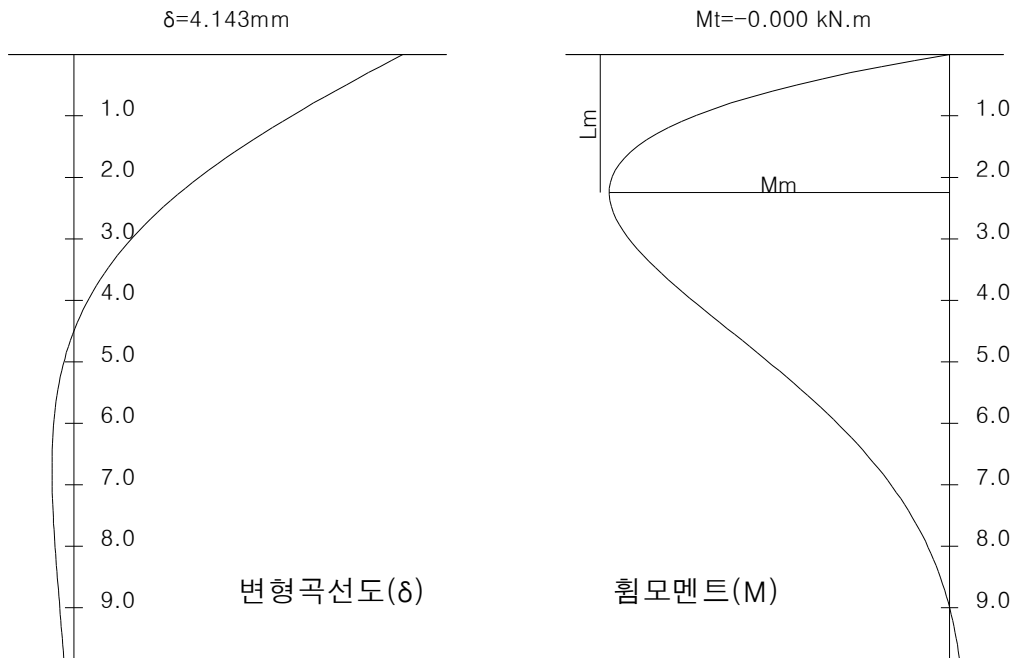
㉞ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -32.309 kN.m, 2.248 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.143 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.143 mm

㉞ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-35.015	4.143	
0.660	-18.188	-20.713	3.203	
1.320	-28.120	-9.945	2.339	
1.980	-32.008	-2.316	1.597	
2.640	-31.755	2.689	0.995	
3.300	-28.914	5.618	0.531	
3.960	-24.681	6.991	0.193	
4.620	-19.927	7.266	-0.036	
5.280	-15.247	6.825	-0.177	
5.940	-11.008	5.971	-0.251	
6.600	-7.406	4.928	-0.277	
7.260	-4.509	3.855	-0.270	
7.920	-2.302	2.852	-0.242	
8.580	-0.716	1.979	-0.205	
9.240	0.345	1.261	-0.164	
9.900	0.984	0.702	-0.124	

㉞ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 3 : UE021

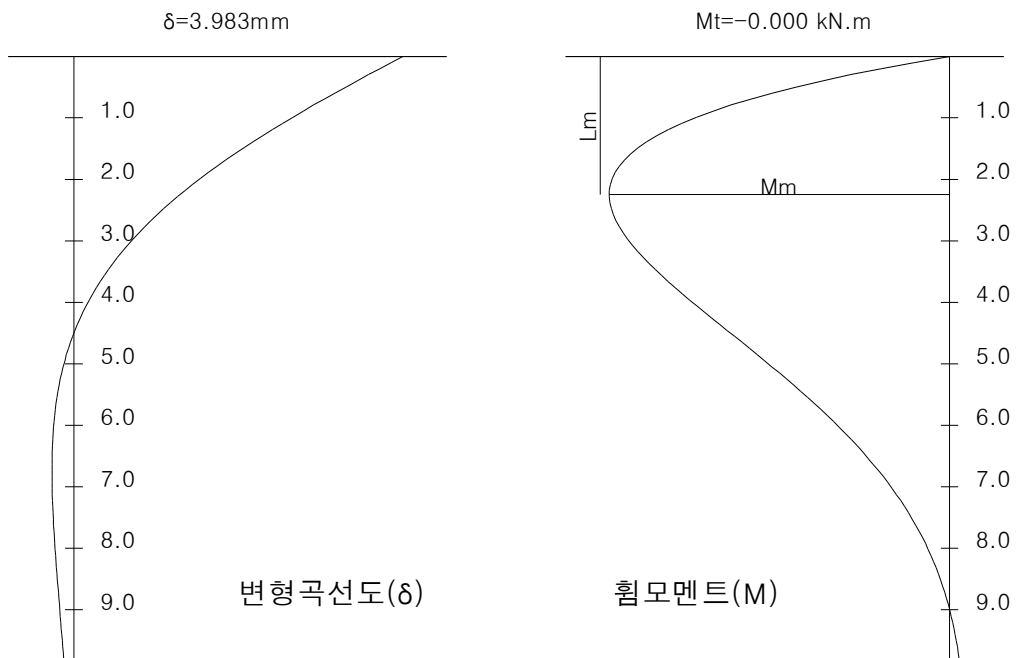
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -31.066 kN.m, 2.248 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.983 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.983 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-33.669	3.983	
0.660	-17.489	-19.916	3.079	
1.320	-27.039	-9.563	2.249	
1.980	-30.777	-2.227	1.536	
2.640	-30.534	2.586	0.956	
3.300	-27.802	5.402	0.510	
3.960	-23.732	6.722	0.186	
4.620	-19.161	6.986	-0.034	
5.280	-14.661	6.563	-0.170	
5.940	-10.585	5.742	-0.242	
6.600	-7.121	4.739	-0.266	
7.260	-4.336	3.706	-0.259	
7.920	-2.213	2.742	-0.233	
8.580	-0.688	1.903	-0.197	
9.240	0.331	1.213	-0.157	
9.900	0.946	0.675	-0.119	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 4 : UL022

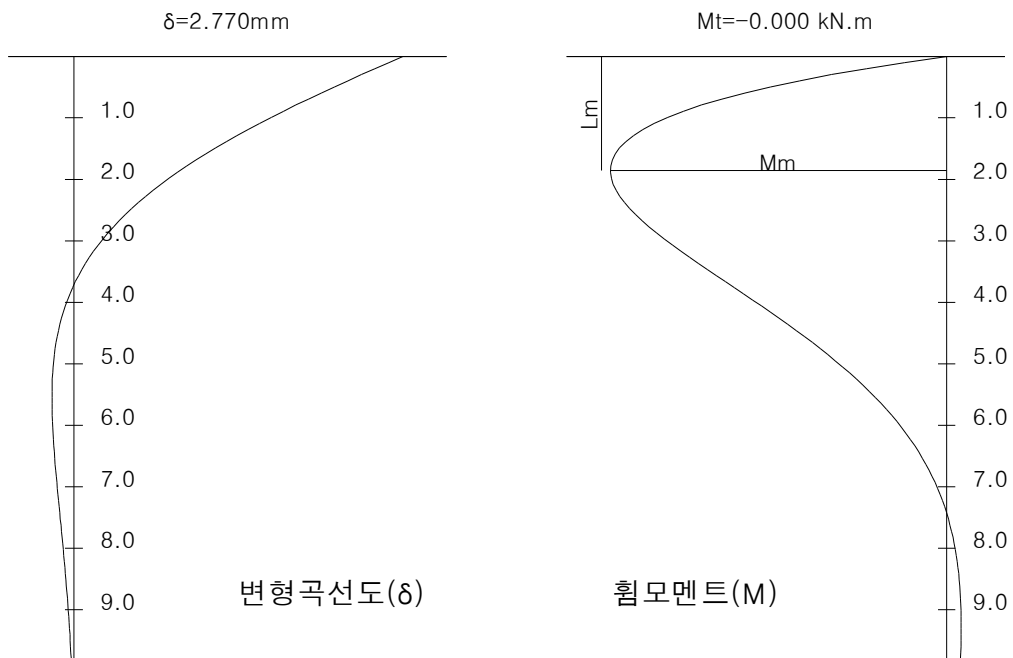
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -31.665 kN.m, 1.857 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.770 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.770 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-41.549	2.770	
0.660	-20.473	-21.549	2.014	
1.320	-29.772	-7.566	1.344	
1.980	-31.581	1.327	0.802	
2.640	-28.892	6.258	0.398	
3.300	-23.946	8.341	0.119	
3.960	-18.293	8.549	-0.054	
4.620	-12.901	7.660	-0.147	
5.280	-8.295	6.248	-0.183	
5.940	-4.681	4.704	-0.182	
6.600	-2.062	3.265	-0.160	
7.260	-0.320	2.057	-0.128	
7.920	0.714	1.123	-0.095	
8.580	1.222	0.457	-0.065	
9.240	1.368	0.021	-0.040	
9.900	1.290	-0.230	-0.021	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



5) 말뚝의 안정성 검토

① 말뚝의 허용지지력 검토

가) 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 군말뚝의 영향 없음

$$Ra = 1/n \times Ru$$

Ra1 = 785.000 kN (평상시) : 『지반조사보고서』 참조

Ra2 = 1177.500 kN (지진시) : 『지반조사보고서』 참조

나) 말뚝의 허용 수평변위 검토

평상시의 말뚝의 허용 수평변위 $\delta a = 15.000 > \delta = 3.1868 \text{ mm}$ 0.K

지진시의 말뚝의 허용 수평변위 $\delta a = 15.000 > \delta = 2.7699 \text{ mm}$ 0.K

다) 말뚝의 허용인발력

Pa1 = 340.400 kN (평상시) : 『지반조사보고서』 참조

Pa2 = 510.600 kN (지진시) : 『지반조사보고서』 참조

라) 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	598.565	224.592	785.000	340.400	0.K
	HINGE	576.956	246.202	785.000	340.400	0.K
COMBO 2	FIX	660.132	133.653	785.000	340.400	0.K
	HINGE	640.074	153.711	785.000	340.400	0.K
COMBO 3	FIX	660.132	133.653	785.000	340.400	0.K
	HINGE	640.074	153.711	785.000	340.400	0.K
COMBO 4	FIX	581.978	96.739	1177.500	510.600	0.K
	HINGE	555.575	123.142	1177.500	510.600	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 : 10.00 m

이음개소수 : 0 개소

말뚝이음에 의한 허용응력 감소율 : 0.00%

장경비 (L/D) = 9.90/0.500 = 19.800 < 85 이므로 장경비에 따른 감소 없음.

따라서 허용응력의 총 감소율은 0.00% 적용

나) 말뚝의 휨응력 검토

말뚝타설시 항타로 인한 말뚝머리 파손이나 지지지반의 불균등 등으로 인하여 부득이 말뚝머리를 절단해야하는 경우가 있다. 이때 PC말뚝인 경우에는 절단된 위치로부터 일정구간까지

이미 도입된 프리스트레스가 감소하게 된다. 『깊은기초. 한국지반공학회 저』 7.5.2.2

허용 휨압축응력 f_{ca} = 28.000 MPa (평상시)

= 42.000 MPa (지진시)

허용 휨인장응력 f_{ta} = 0.000 MPa (평상시)

= -5.000 MPa (지진시)

★ 지중에 M_{max} 가 발생하는 경우

$$f = f_{ce1} \pm M/Z_e + V/A_e$$

$$= 4.104 \pm M / 9906000.0 + V / 108500.0$$

★ 두부에 M_{max} 가 발생하는 경우

$$f = f_{ce2} \pm M/Z_e + V/A_e$$

$$= 0.000 \pm M / 9906000.0 + V / 108500.0$$

구 분		V(kN)	M(kN.m)	f_c	f_{ca}	f_t	f_{ta}	비 고
COMBO 1	FIX	598.565	32.774	8.825	28.00	2.208	0.00	0.K
	HINGE	576.956	24.853	11.930	28.00	6.913	0.00	0.K
COMBO 2	FIX	660.132	30.421	9.155	28.00	3.013	0.00	0.K
	HINGE	640.074	24.853	12.512	28.00	7.494	0.00	0.K
COMBO 3	FIX	660.132	30.421	9.155	28.00	3.013	0.00	0.K
	HINGE	640.074	24.853	12.512	28.00	7.494	0.00	0.K
COMBO 4	FIX	581.978	40.045	9.406	42.00	1.321	-5.00	0.K
	HINGE	555.575	31.665	12.421	42.00	6.028	-5.00	0.K

다) 말뚝의 전단응력 검토

$$\tau_{sa} = 0.850 \text{ MPa (평상시)}$$

$$= 1.250 \text{ MPa (지진시)}$$

$$\tau = \alpha \times H_o / A_p$$

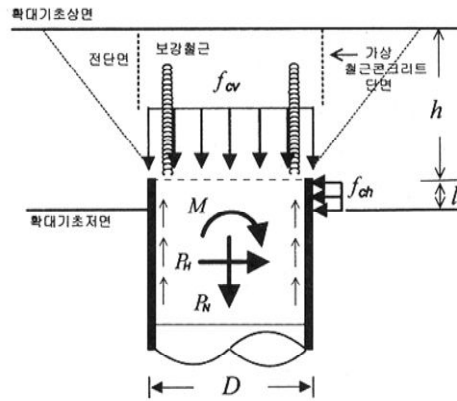
$$\alpha = 4 \times (D^2 + D \times d + d^2) / (3 \times (D^2 + d^2))$$

$$= 4 \times (500.0^2 + 500.0 \times 340.0 + 340.0^2) / (3 \times (500.0^2 + 340.0^2))$$

$$= 1.953 : \text{전단형상계수}$$

구 분		H(kN)	τ	τ_{sa}	비 고
COMBO 1	FIX	26.935	0.485	0.850	0.K
	HINGE	26.935	0.485	0.850	0.K
COMBO 2	FIX	26.935	0.485	0.850	0.K
	HINGE	26.935	0.485	0.850	0.K
COMBO 3	FIX	26.935	0.485	0.850	0.K
	HINGE	26.935	0.485	0.850	0.K
COMBO 4	FIX	41.549	0.748	1.250	0.K
	HINGE	41.549	0.748	1.250	0.K

6) 말뚝과 확대기초의 결합부 검토



① 압입력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수직지압응력

$$f_{cv} = \frac{P_{Nmax}}{\frac{\pi}{4} D^2} \leq f_{ca}$$

f_{ck} : 콘크리트의 설계기준강도(MPa)

P_{Nmax} : 상시와 지진시, 말뚝 머리에 작용하는 가장 큰 수직력(N)

D : 말뚝의 외경(mm)

f_{ca} : 상시, 콘크리트의 허용지압응력 = $0.25f_{ck}$ (MPa), (해설표 참고)

$f_{ca'}$: 지진시, 콘크리트의 허용지압응력 = $1.33 \times (0.25f_{ck})$ (MPa)

-해설 표. 확대기초의 허용지압응력, f_{ca} (MPa)

설계기준강도 (f_{ck} , MPa)		21	24	27	30
허용지압응력 (f_{ca} , MPa)	상시 (f_{ca})	5.25	6.00	6.75	7.50
	지진시 ($f_{ca'}$)	6.98	7.98	8.98	9.98

* 수직지압응력(f_{cv}) 검토 (상시)

$$f_{cv} = 660132.0 / (\pi/4 \times 500^2) \\ = 3.362 \text{ MPa} \leq f_{ca} = 6.750 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

* 수직지압응력(f_{cv}) 검토 (지진시)

$$f_{cv} = 581978.4 / (\pi/4 \times 500^2) \\ = 2.964 \text{ MPa} \leq f_{ca'} = 8.978 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

b. 확대기초 콘크리트의 압발전단응력

$$\tau_v = \frac{P_{N \max}}{\pi(D+h)h} \leq \tau_{a3}$$

τ_{a3} : 상시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) , (해설표 참조)

$\tau_{a3'}$: 지진시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) , (해설표 참조)

h : 확대기초의 유효두께 (mm)

-해설 표. 확대기초의 허용수직압발전단응력, τ_{a3} (MPa)

콘크리트의 설계기준강도 f_{ck}		21	24	27	30
허용압발 전단응력	상시 (τ_{a3})	0.85	0.90	0.95	1.00
	지진시 ($\tau_{a3'}$)	1.131	1.197	1.264	1.330

* 압발전단응력(τ_v) 검토 (상시)

$$\begin{aligned} \tau_v &= 660132.0 / \{ \pi \times (500 + 1900) \times 1900 \} \\ &= 0.046 \text{ MPa} \leq \tau_{a3} = 0.950 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

* 압발전단응력(τ_v) 검토 (지진시)

$$\begin{aligned} \tau_v &= 581978.4 / \{ \pi \times (500 + 1900) \times 1900 \} \\ &= 0.041 \text{ MPa} \leq \tau_{a3'} = 1.264 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 인발력에 대한 검토

원칙적으로 인발력에 대한 검토는 하지 않아도 된다. [도로교 설계기준 해설(하부구조편) P292]

③ 수평력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수평지압응력

$$f_{ch} = \frac{P_{H \max}}{D \cdot l} \leq f_{ca}$$

$P_{H \max}$: 상시와 지진시, 말뚝머리에 작용하는 최대 말뚝축직각방향력 (N)

l : 말뚝의 매입길이 = 100 mm

* 수평지압응력(f_{ch}) 검토 (상시)

$$\begin{aligned} f_{ch} &= 26934.911 / (500 \times 100) \\ &= 0.539 \text{ MPa} \leq f_{ca} = 6.750 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

* 수평지압응력(f_{ch}) 검토 (지진시)

$$\begin{aligned} f_{ch} &= 41549.000 / (500 \times 100) \\ &= 0.831 \text{ MPa} \leq f_{ca'} = 8.978 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

b. 확대기초 단부 말쪽에 대한 수평압발전단응력

$$\tau_h = \frac{P_{Hmax}}{h'(2l + D + 2h')} \leq \tau_{a3}$$

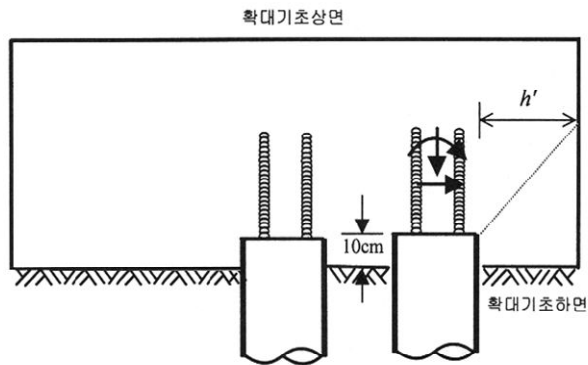
h' : 수평방향의 압발전단에 저항하는 확대기초의 유효두께 (m)

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (상시)

$$\begin{aligned} \tau_h &= 26934.911 / \{400 \times (200 + 500 + 800)\} \\ &= 0.045 \text{ MPa} \leq \tau_{a3} = 0.950 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (지진시)

$$\begin{aligned} \tau_h &= 41549.000 / \{400 \times (200 + 500 + 800)\} \\ &= 0.069 \text{ MPa} \leq \tau_{a3'} = 1.264 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$



④ 철근정착

$$L_o = \frac{f_{sa1} A_{st}}{\tau_{oa} U}$$

f_{sa1} : 이형철근의 허용인장응력 (MPa) , (해설표 참조)

A_{st} : 이형철근의 공칭단면적 (mm^2) , (해설표 참조)

U : 이형철근의 공칭둘레길이 (mm)

τ_{oa} : 콘크리트의 허용부착응력 (MPa) , (해설표 참조)

$d1$: 이형철근의 공칭지름 (mm)

- 해설 표. 이형철근의 허용응력, f_{sa1} (MPa)

철근의 종류	SD30	SD35	SD40
인장 및 압축응력	150	175	180

- 해설 표. 이형철근의 표준치수

철근의 종류, D(mm)	D19	D22	D25	D29	D32
공칭지름, d1(mm)	19.1	22.2	25.4	28.6	31.8
공칭단면적, $A_{st}(\text{mm}^2)$	286.5	387.1	506.7	642.4	794.2
공칭둘레, U(mm)	60.0	70.0	80.0	90.0	100.0

- 해설 표. 콘크리트의 허용부착응력, τ_{oa} (MPa)

콘크리트의 설계기준강도 (f_{ck})	21.0	24.0	27.0	30.0
이형철근과 콘크리트의 허용부착응력 (τ_{oa})	1.4	1.6	1.7	1.8

★ 철근의 정착길이

일반적으로, $L_o \geq L_{\min} = 35d1$ 로 하는 것이 좋다. $L_{\min} = 35 \times 19.1 = 668.5 \text{ mm}$

$$L_o = 150.000 \times 286.500 / (1.700 \times 60.000) = 421.324 (\leq 668.500) \\ = 668.5 (\text{mm})$$

이때, 정착길이는 다음을 만족하여야 한다.

$$L \geq L_o + D/2 = 668.5 + 500/2 = 918.5 \text{ mm}$$

⑤ 확대기초 속에 말뚝머리부분의 매입길이는 최소한 100 mm로 한다.

⑥ 연직 지압강도에 대한 검토 (콘 · 설 · 해 6.8 지압강도)

$$\phi V_n = \phi(0.85 f_{ck} A_1)$$

A1 : 재하면적 (mm²)

A2 : 지지면적 (mm²)

★ 연직지압강도

$$\begin{aligned}\phi V_n &= 0.700 \times (0.85 \times 27.0 \times 196349.5) \\ &= 3154355.374 \text{ N} \geq P_{N\max} = 858171.567 \text{ N} \quad \therefore \text{O.K.}\end{aligned}$$

⑦ PUNCHING 전단강도에 대한 검토 (콘 · 설 · 해 7.12.2 2방향 거동에 대한 전단강도)

$$\phi V_n = \phi \left(\frac{1}{3} \sqrt{f_{ck}} \cdot b_p \cdot d \right)$$

d : 유효깊이 (말뚝위치의 단면두께 - 저판에서의 철근덮개)

b_p : $\pi \times$ (말뚝직경 + d)

★ PUNCHING 전단강도

$$\begin{aligned}\phi V_n &= 0.800 \times \left(\frac{1}{3} \times \sqrt{27.0} \times 7382.7 \times 1850 \right) \\ &= 18925182.566 \text{ N} \geq P_{N\max} = 858171.567 \text{ N} \quad \therefore \text{O.K.}\end{aligned}$$

14. PILE 교축방향 검토

1) 설계조건

① 말뚝의 제원

말뚝 종류	직경(mm)	두께(mm)	종별	길이(m)
내부굴착PC-PHC말뚝	500	80	A	9.900

※ 말뚝길이는 기초평면에 묻힌 100mm는 제외한 길이로 계산한다.

콘크리트 설계기준강도 $f_{ck} = 80.0 \text{ MPa}$

콘크리트 탄성계수 $E_p = 40000.0 \text{ MPa}$

유효프리스트레스(본체) $f_{ce1} = 4.10 \text{ MPa}$

유효프리스트레스(두부) $f_{ce2} = 0.00 \text{ MPa}$

콘크리트 환산단면적 $A_e = 0.1085 \text{ m}^2$

환산 단면2차모멘트 $I_e = 0.00248 \text{ m}^4$

환산 단면계수 $Z_e = 0.00991 \text{ m}^3$

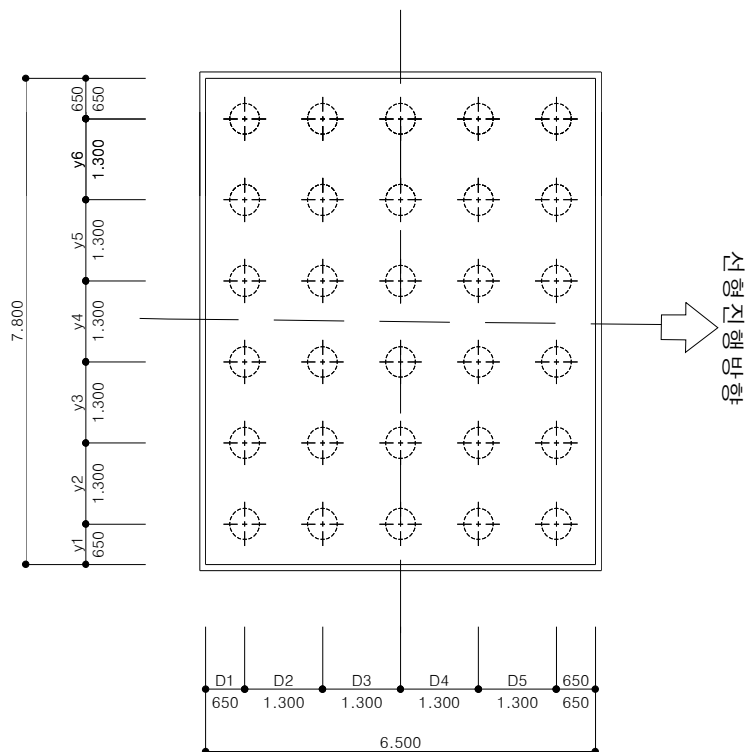
말뚝 머리의 평균 N치 $N = 10$

말뚝 선단의 평균 N치 $N = 50$

말뚝 선단의 근입깊이 $D_f = 1.0 \text{ m}$

원지반으로부터 돌출된 길이 $h = 0.0 \text{ m}$

② 말뚝의 배치



2) 말뚝도심에서의 작용하중

구 분		Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	비 고
사용하중	COMBO 1	12347.368	913.854	7975.077	SVB09
	COMBO 2	11906.780	913.854	8284.718	SVB13
	COMBO 3	10180.756	853.259	7618.770	SVB15
	COMBO 4	10180.756	1190.460	8330.921	SVB22
계수하중	COMBO 1	17893.199	0.000	540.399	ULB01
	COMBO 2	15478.814	1188.010	10770.133	ULB13
	COMBO 3	9671.718	1066.574	9378.881	UEB15
	COMBO 4	10180.756	1190.460	8330.921	ULB22

3) 말뚝의 특성치 계산

① 말뚝의 축방향 스프링정수

$$\begin{aligned} A_p &= A_e &&= 0.1085 \text{ m}^2 \quad ; \text{ 말뚝의 환산단면적} \\ a &= 0.013 \times (L/D) + 0.53 &&= 0.787 \\ K_v &= a \times A_p \times E_p / L &&= 345183.434 \text{ kN/m} \quad ; \text{ 말뚝의 축방향 스프링정수} \end{aligned}$$

② 말뚝의 축직각방향 스프링정수

: $1/\beta$ 가정된 값이 계산된 값과 일치할 때까지 반복 계산

$$B_H = \sqrt{\frac{D}{\beta}} \quad k_{HO} = \frac{1}{0.3} \alpha E_o \quad k_H = k_{HO} \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-\frac{3}{4}}$$

$\alpha = 1$ (평상시), 2 (지진시)

$$E_o = 1000 \times N = 1000 \times 10 = 10000 \text{ kN/m}^2$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$$

가) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 평상시

가정된 $1/\beta$ (m)	계산치 $1/\beta$ (m)	K_h (kN/m ³)
0.500	2.430	22724.39
2.430	2.818	12560.11
2.818	2.858	11881.00
2.858	2.862	11819.25
2.862	2.862	11813.47
2.862	2.862	11812.93
2.862	2.862	11812.88

$$K_h = 11812.88 \text{ kN/m}^3$$

$$\beta = 0.349 \text{ m}^{-1}$$

$$\beta L = 0.349 \times 9.9000 = 3.459 \geq 2.5 \quad \therefore \text{반무한장 말뚝으로 설계한다.}$$

나) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 지진시

가정된 $1/\beta$ (m)	계산치 $1/\beta$ (m)	K_h (kN/m ³)
0.500	2.044	45448.77
2.044	2.332	26806.80
2.332	2.361	25512.34
2.361	2.364	25394.24
2.364	2.364	25383.19
2.364	2.364	25382.16
2.364	2.364	25382.06

$$K_h = 25382.05 \text{ kN/m}^3$$

$$\beta = 0.423 \text{ m}^{-1}$$

$$\beta L = 0.423 \times 9.9000 = 4.188 \geq 2.5 \quad \therefore \text{반무한장 말뚝으로 설계한다.}$$

4) 말뚝의 변위 및 부재력

① 말뚝머리 고정일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	16904.139	30000.005	$4EI \beta^3$	kN/m
K2	24189.697	35458.139	$2EI \beta^2$	kN/rad
K3	24189.697	35458.139	$2EI \beta^2$	kN/rad
K4	69230.550	83818.627	$2EI \beta$	kN.m/rad

나) 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum (K_1 \cos^2 \theta_i + K_v \sin^2 \theta_i)$	507124.2	900000.1
Axy, Ayx	$\sum (K_v - K_1) \sin \theta_i \cos \theta_i$	0.0	0.0
Axa, Aax	$\sum \{(K_v - K_1)x_i \sin \theta_i \cos \theta_i - K_2 \cos \theta_i\}$	-725690.9	-1063744.2
Ayy	$\sum (K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)$	10355503.0	10355503.0
Aya, Aay	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i + K_2 \sin \theta_i\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i^2 + (K_2 + K_3)x_i \sin \theta_i + K_4\}$	37078516.7	37516159.0
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	0.0021706	0.0011923	0.0002576	COMBO 1	0.0000215	0.0017279	0.0000150
COMBO 2	0.0021829	0.0011498	0.0002662	COMBO 2	0.0028378	0.0014947	0.0003460
COMBO 3	0.0020335	0.0009831	0.0002453	COMBO 3	0.0025362	0.0009340	0.0003026
COMBO 4	0.0016402	0.0009831	0.0002686	COMBO 4	0.0016402	0.0009831	0.0002686

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 2.183 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	0.0021706	0.0018620	0.0002576	642.741	30.462	-34.675
	2	0.0021706	0.0015272	0.0002576	527.160	30.462	-34.675
	3	0.0021706	0.0011923	0.0002576	411.579	30.462	-34.675
	4	0.0021706	0.0008575	0.0002576	295.998	30.462	-34.675
	5	0.0021706	0.0005227	0.0002576	180.417	30.462	-34.675
COMBO 2	1	0.0021829	0.0018418	0.0002662	635.765	30.462	-34.377
	2	0.0021829	0.0014958	0.0002662	516.329	30.462	-34.377
	3	0.0021829	0.0011498	0.0002662	396.893	30.462	-34.377
	4	0.0021829	0.0008038	0.0002662	277.456	30.462	-34.377
	5	0.0021829	0.0004578	0.0002662	158.020	30.462	-34.377
COMBO 3	1	0.0020335	0.0016208	0.0002453	559.488	28.442	-32.210
	2	0.0020335	0.0013020	0.0002453	449.423	28.442	-32.210
	3	0.0020335	0.0009831	0.0002453	339.359	28.442	-32.210
	4	0.0020335	0.0006643	0.0002453	229.294	28.442	-32.210
	5	0.0020335	0.0003454	0.0002453	119.229	28.442	-32.210
COMBO 4	1	0.0016402	0.0016814	0.0002686	580.392	39.682	-35.646
	2	0.0016402	0.0013323	0.0002686	459.875	39.682	-35.646
	3	0.0016402	0.0009831	0.0002686	339.359	39.682	-35.646
	4	0.0016402	0.0006340	0.0002686	218.842	39.682	-35.646
	5	0.0016402	0.0002848	0.0002686	98.325	39.682	-35.646

- 계수하중 조합

구 분		$\delta x(i)$	$\delta y(i)$	α	$P_n(i)$	$Ph(i)$	$M_t(i)$
COMBO 1	1	0.0000215	0.0017669	0.0000150	609.897	0.000	0.519
	2	0.0000215	0.0017474	0.0000150	603.169	0.000	0.519
	3	0.0000215	0.0017279	0.0000150	596.440	0.000	0.519
	4	0.0000215	0.0017084	0.0000150	589.711	0.000	0.519
	5	0.0000215	0.0016889	0.0000150	582.983	0.000	0.519
COMBO 2	1	0.0028378	0.0023944	0.0003460	826.495	39.600	-44.691
	2	0.0028378	0.0019446	0.0003460	671.228	39.600	-44.691
	3	0.0028378	0.0014947	0.0003460	515.960	39.600	-44.691
	4	0.0028378	0.0010449	0.0003460	360.693	39.600	-44.691
	5	0.0028378	0.0005951	0.0003460	205.426	39.600	-44.691
COMBO 3	1	0.0025362	0.0017207	0.0003026	593.953	35.552	-40.401
	2	0.0025362	0.0013273	0.0003026	458.172	35.552	-40.401
	3	0.0025362	0.0009340	0.0003026	322.391	35.552	-40.401
	4	0.0025362	0.0005406	0.0003026	186.610	35.552	-40.401
	5	0.0025362	0.0001473	0.0003026	50.829	35.552	-40.401
COMBO 4	1	0.0016402	0.0016814	0.0002686	580.392	39.682	-35.646
	2	0.0016402	0.0013323	0.0002686	459.875	39.682	-35.646
	3	0.0016402	0.0009831	0.0002686	339.359	39.682	-35.646
	4	0.0016402	0.0006340	0.0002686	218.842	39.682	-35.646
	5	0.0016402	0.0002848	0.0002686	98.325	39.682	-35.646

■ 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	2.600	0	642.741	30.462	-34.675	6
	2	1.300	0	527.160	30.462	-34.675	6
	3	0.000	0	411.579	30.462	-34.675	6
	4	-1.300	0	295.998	30.462	-34.675	6
	5	-2.600	0	180.417	30.462	-34.675	6
	계			12347.368	913.854	7975.077	30
COMBO 2	1	2.600	0	635.765	30.462	-34.377	6
	2	1.300	0	516.329	30.462	-34.377	6
	3	0.000	0	396.893	30.462	-34.377	6
	4	-1.300	0	277.456	30.462	-34.377	6
	5	-2.600	0	158.020	30.462	-34.377	6
	계			11906.780	913.854	8284.718	30
COMBO 3	1	2.600	0	559.488	28.442	-32.210	6
	2	1.300	0	449.423	28.442	-32.210	6
	3	0.000	0	339.359	28.442	-32.210	6
	4	-1.300	0	229.294	28.442	-32.210	6
	5	-2.600	0	119.229	28.442	-32.210	6
	계			10180.756	853.259	7618.770	30
COMBO 4	1	2.600	0	580.392	39.682	-35.646	6
	2	1.300	0	459.875	39.682	-35.646	6
	3	0.000	0	339.359	39.682	-35.646	6
	4	-1.300	0	218.842	39.682	-35.646	6
	5	-2.600	0	98.325	39.682	-35.646	6
	계			10180.756	1190.460	8330.921	30

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	2.600	0	609.897	0.000	0.519	6
	2	1.300	0	603.169	0.000	0.519	6
	3	0.000	0	596.440	0.000	0.519	6
	4	-1.300	0	589.711	0.000	0.519	6
	5	-2.600	0	582.983	0.000	0.519	6
	계			17893.199	0.000	540.399	30
COMBO 2	1	2.600	0	826.495	39.600	-44.691	6
	2	1.300	0	671.228	39.600	-44.691	6
	3	0.000	0	515.960	39.600	-44.691	6
	4	-1.300	0	360.693	39.600	-44.691	6
	5	-2.600	0	205.426	39.600	-44.691	6
	계			15478.814	1188.010	10770.133	30
COMBO 3	1	2.600	0	593.953	35.552	-40.401	6
	2	1.300	0	458.172	35.552	-40.401	6
	3	0.000	0	322.391	35.552	-40.401	6
	4	-1.300	0	186.610	35.552	-40.401	6
	5	-2.600	0	50.829	35.552	-40.401	6
	계			9671.718	1066.574	9378.881	30
COMBO 4	1	2.600	0	580.392	39.682	-35.646	6
	2	1.300	0	459.875	39.682	-35.646	6
	3	0.000	0	339.359	39.682	-35.646	6
	4	-1.300	0	218.842	39.682	-35.646	6
	5	-2.600	0	98.325	39.682	-35.646	6
	계			10180.756	1190.460	8330.921	30

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉔ COMBO 1 : SVB09

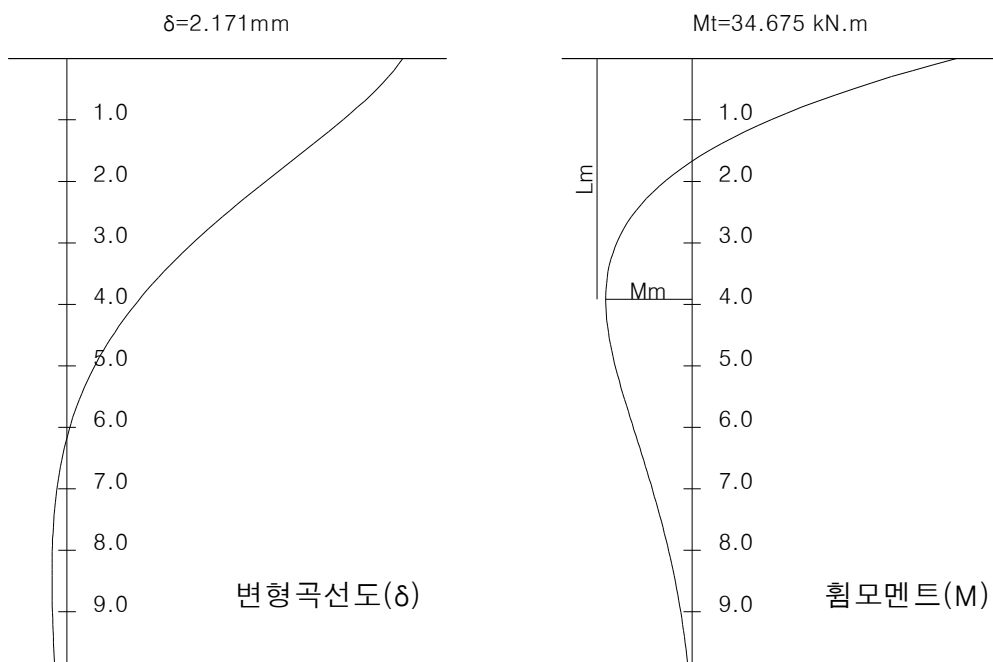
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -11.317 kN.m, 3.918 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.171 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.171 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	34.675	-30.462	2.171	
0.660	17.275	-22.417	1.938	
1.320	4.845	-15.451	1.628	
1.980	-3.401	-9.755	1.295	
2.640	-8.314	-5.339	0.975	
3.300	-10.709	-2.104	0.692	
3.960	-11.314	0.114	0.454	
4.620	-10.741	1.502	0.266	
5.280	-9.472	2.251	0.125	
5.940	-7.872	2.533	0.026	
6.600	-6.198	2.497	-0.039	
7.260	-4.620	2.263	-0.077	
7.920	-3.234	1.925	-0.094	
8.580	-2.087	1.549	-0.097	
9.240	-1.188	1.181	-0.091	
9.900	-0.521	0.849	-0.079	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉞ COMBO 2 : SVB13

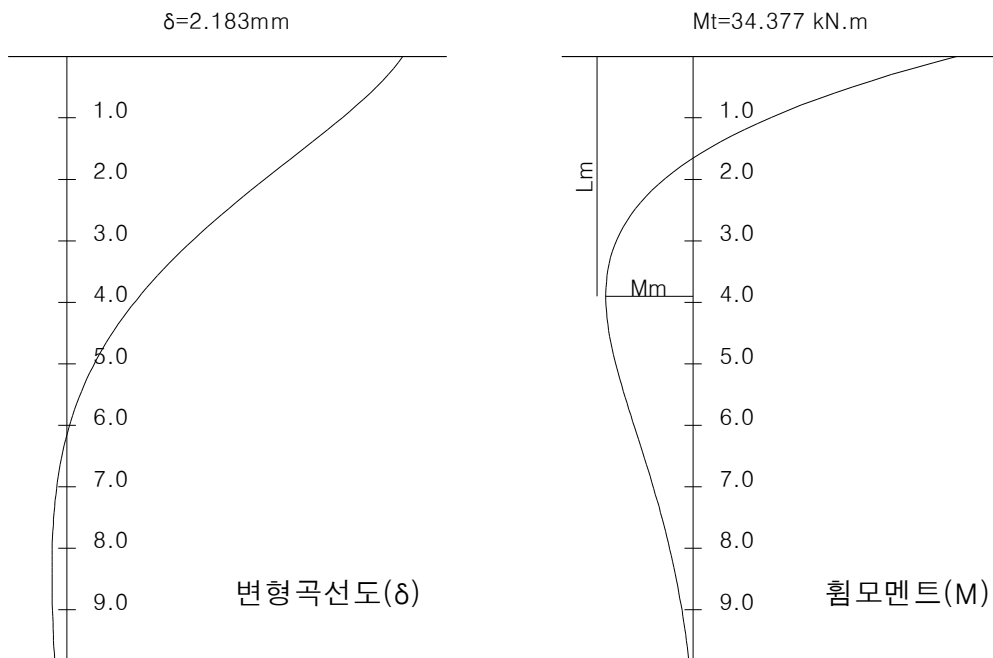
㉞ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -11.407 kN.m, 3.899 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.183 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.183 mm

㉞ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	34.377	-30.462	2.183	
0.660	16.991	-22.379	1.945	
1.320	4.594	-15.393	1.631	
1.980	-3.611	-9.688	1.296	
2.640	-8.479	-5.273	0.974	
3.300	-10.833	-2.044	0.690	
3.960	-11.402	0.165	0.452	
4.620	-10.797	1.544	0.264	
5.280	-9.504	2.283	0.123	
5.940	-7.887	2.556	0.024	
6.600	-6.200	2.512	-0.041	
7.260	-4.614	2.272	-0.078	
7.920	-3.223	1.929	-0.095	
8.580	-2.075	1.550	-0.098	
9.240	-1.175	1.180	-0.091	
9.900	-0.509	0.847	-0.079	

㉞ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 3 : SVB15

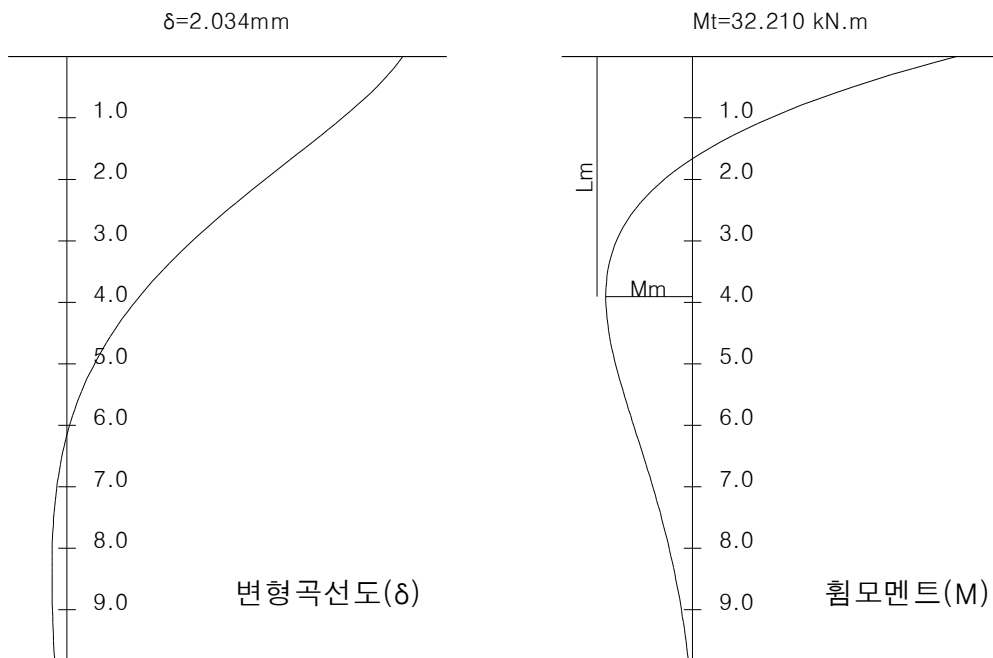
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -10.616 kN.m, 3.907 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.034 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.034 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	32.210	-28.442	2.034	
0.660	15.971	-20.910	1.814	
1.320	4.384	-14.394	1.522	
1.980	-3.293	-9.071	1.209	
2.640	-7.855	-4.948	0.910	
3.300	-10.068	-1.931	0.645	
3.960	-10.613	0.135	0.423	
4.620	-10.060	1.426	0.247	
5.280	-8.862	2.119	0.116	
5.940	-7.358	2.378	0.023	
6.600	-5.788	2.340	-0.038	
7.260	-4.310	2.118	-0.072	
7.920	-3.014	1.800	-0.088	
8.580	-1.942	1.447	-0.091	
9.240	-1.102	1.102	-0.085	
9.900	-0.479	0.792	-0.074	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 4 : SVB22

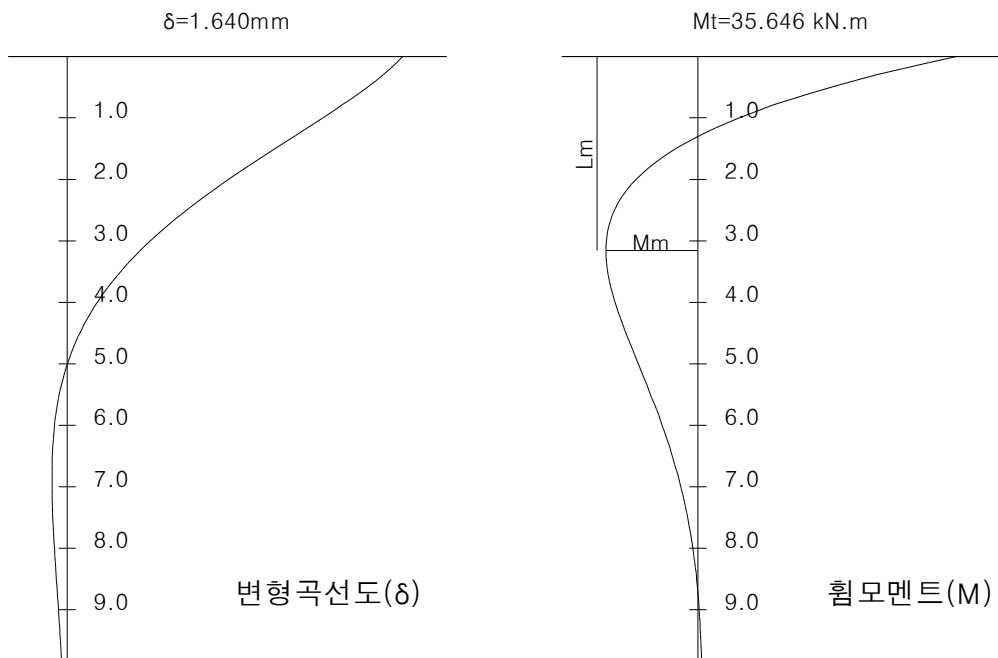
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -12.690 kN.m, 3.156 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.640 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.640 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	35.646	-39.682	1.640	
0.660	13.795	-26.868	1.402	
1.320	-0.333	-16.368	1.101	
1.980	-8.377	-8.430	0.798	
2.640	-11.991	-2.895	0.531	
3.300	-12.645	0.613	0.316	
3.960	-11.527	2.548	0.155	
4.620	-9.529	3.355	0.045	
5.280	-7.262	3.420	-0.023	
5.940	-5.108	3.055	-0.060	
6.600	-3.274	2.485	-0.073	
7.260	-1.838	1.866	-0.073	
7.920	-0.800	1.292	-0.064	
8.580	-0.112	0.811	-0.051	
9.240	0.295	0.440	-0.038	
9.900	0.493	0.176	-0.026	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉔ COMBO 2 : ULB13

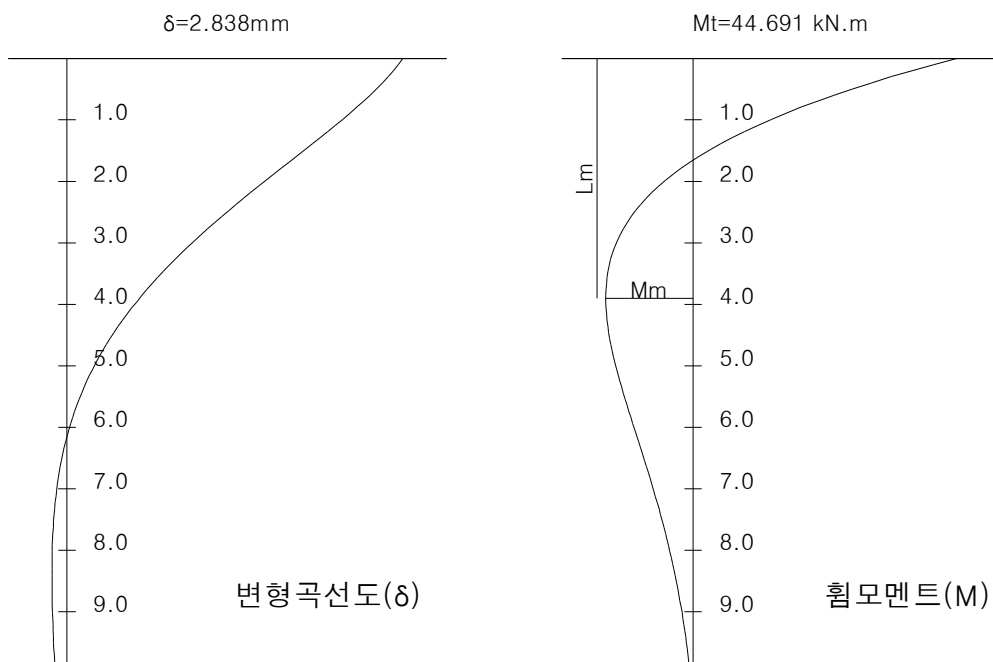
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -14.829 kN.m, 3.899 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.838 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.838 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	44.691	-39.600	2.838	
0.660	22.088	-29.093	2.529	
1.320	5.972	-20.011	2.121	
1.980	-4.694	-12.595	1.684	
2.640	-11.023	-6.855	1.267	
3.300	-14.082	-2.657	0.896	
3.960	-14.822	0.215	0.587	
4.620	-14.037	2.007	0.343	
5.280	-12.356	2.967	0.160	
5.940	-10.253	3.322	0.031	
6.600	-8.060	3.266	-0.053	
7.260	-5.998	2.954	-0.102	
7.920	-4.190	2.508	-0.124	
8.580	-2.697	2.015	-0.127	
9.240	-1.528	1.534	-0.118	
9.900	-0.661	1.101	-0.103	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 3 : UEB15

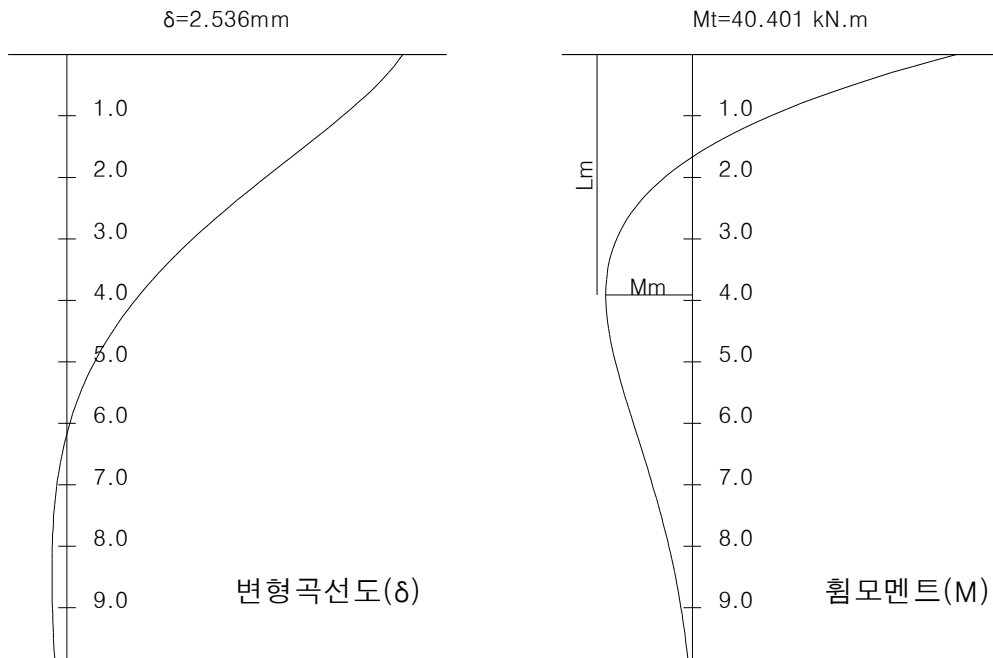
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -13.229 kN.m, 3.914 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.536 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.536 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	40.401	-35.552	2.536	
0.660	20.097	-26.155	2.264	
1.320	5.597	-18.020	1.901	
1.980	-4.018	-11.369	1.511	
2.640	-9.741	-6.216	1.138	
3.300	-12.527	-2.441	0.807	
3.960	-13.225	0.145	0.530	
4.620	-12.549	1.763	0.310	
5.280	-11.062	2.634	0.146	
5.940	-9.191	2.961	0.030	
6.600	-7.235	2.917	-0.046	
7.260	-5.390	2.643	-0.090	
7.920	-3.772	2.247	-0.110	
8.580	-2.433	1.808	-0.113	
9.240	-1.383	1.378	-0.106	
9.900	-0.605	0.991	-0.092	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 4 : ULB22

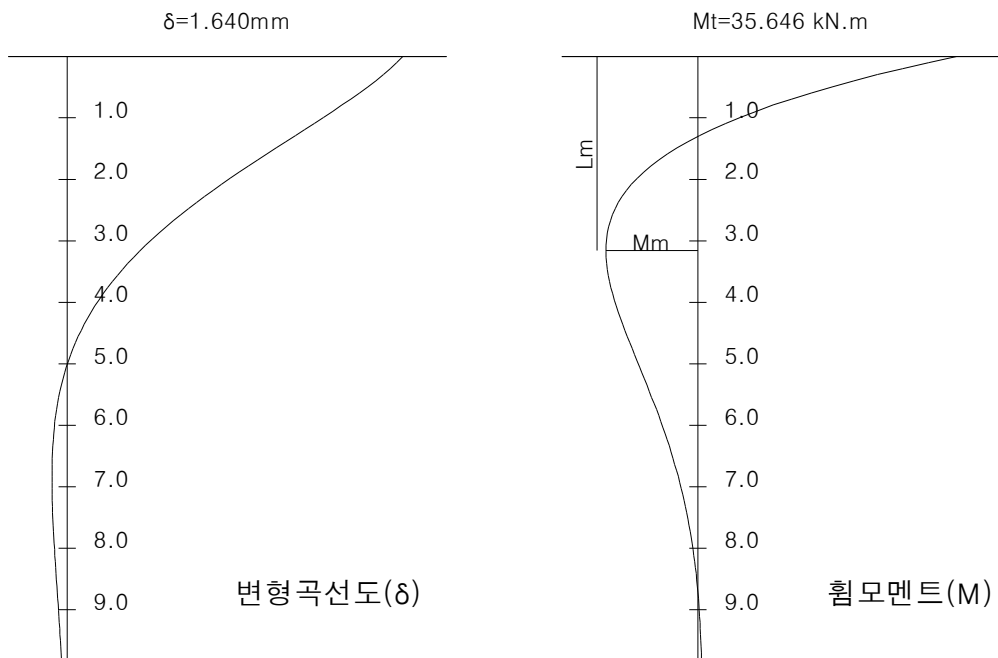
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -12.690 kN.m, 3.156 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.640 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.640 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	35.646	-39.682	1.640	
0.660	13.795	-26.868	1.402	
1.320	-0.333	-16.368	1.101	
1.980	-8.377	-8.430	0.798	
2.640	-11.991	-2.895	0.531	
3.300	-12.645	0.613	0.316	
3.960	-11.527	2.548	0.155	
4.620	-9.529	3.355	0.045	
5.280	-7.262	3.420	-0.023	
5.940	-5.108	3.055	-0.060	
6.600	-3.274	2.485	-0.073	
7.260	-1.838	1.866	-0.073	
7.920	-0.800	1.292	-0.064	
8.580	-0.112	0.811	-0.051	
9.240	0.295	0.440	-0.038	
9.900	0.493	0.176	-0.026	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



② 말뚝머리 힌지일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	8452.070	15000.002	$2EI \beta^3$	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}	$\sum (K_1 \cos^2 \theta_i + K_v \sin^2 \theta_i)$	253562.1	450000.1
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}	$\sum (K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)$	10355503.0	10355503.0
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}	$\sum \{K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i\} x_i^2 + (K_2 + K_3)x_i \sin \theta_i + K_4\}$	35001600.2	35001600.2
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	0.0036041	0.0011923	0.0002278	COMBO 1	0.0000000	0.0017279	0.0000154
COMBO 2	0.0036041	0.0011498	0.0002367	COMBO 2	0.0046853	0.0014947	0.0003077
COMBO 3	0.0033651	0.0009831	0.0002177	COMBO 3	0.0042064	0.0009340	0.0002680
COMBO 4	0.0026455	0.0009831	0.0002380	COMBO 4	0.0026455	0.0009831	0.0002380

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 3.604 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	0.0036041	0.0017848	0.0002278	616.068	30.462	0.000
	2	0.0036041	0.0014886	0.0002278	513.824	30.462	0.000
	3	0.0036041	0.0011923	0.0002278	411.579	30.462	0.000
	4	0.0036041	0.0008961	0.0002278	309.334	30.462	0.000
	5	0.0036041	0.0005999	0.0002278	207.090	30.462	0.000
COMBO 2	1	0.0036041	0.0017652	0.0002367	609.321	30.462	0.000
	2	0.0036041	0.0014575	0.0002367	503.107	30.462	0.000
	3	0.0036041	0.0011498	0.0002367	396.893	30.462	0.000
	4	0.0036041	0.0008421	0.0002367	290.678	30.462	0.000
	5	0.0036041	0.0005344	0.0002367	184.464	30.462	0.000
COMBO 3	1	0.0033651	0.0015491	0.0002177	534.712	28.442	0.000
	2	0.0033651	0.0012661	0.0002177	437.035	28.442	0.000
	3	0.0033651	0.0009831	0.0002177	339.359	28.442	0.000
	4	0.0033651	0.0007002	0.0002177	241.682	28.442	0.000
	5	0.0033651	0.0004172	0.0002177	144.005	28.442	0.000
COMBO 4	1	0.0026455	0.0016020	0.0002380	552.972	39.682	0.000
	2	0.0026455	0.0012925	0.0002380	446.165	39.682	0.000
	3	0.0026455	0.0009831	0.0002380	339.359	39.682	0.000
	4	0.0026455	0.0006737	0.0002380	232.552	39.682	0.000
	5	0.0026455	0.0003643	0.0002380	125.745	39.682	0.000

- 계수하중 조합

구 분		$\delta x(i)$	$\delta y(i)$	α	$P_n(i)$	$Ph(i)$	$M_t(i)$
COMBO 1	1	0.0000000	0.0017680	0.0000154	610.296	0.000	0.000
	2	0.0000000	0.0017480	0.0000154	603.368	0.000	0.000
	3	0.0000000	0.0017279	0.0000154	596.440	0.000	0.000
	4	0.0000000	0.0017078	0.0000154	589.512	0.000	0.000
	5	0.0000000	0.0016878	0.0000154	582.584	0.000	0.000
COMBO 2	1	0.0046853	0.0022948	0.0003077	792.118	39.600	0.000
	2	0.0046853	0.0018948	0.0003077	654.039	39.600	0.000
	3	0.0046853	0.0014947	0.0003077	515.960	39.600	0.000
	4	0.0046853	0.0010947	0.0003077	377.882	39.600	0.000
	5	0.0046853	0.0006947	0.0003077	239.803	39.600	0.000
COMBO 3	1	0.0042064	0.0016307	0.0002680	562.875	35.552	0.000
	2	0.0042064	0.0012823	0.0002680	442.633	35.552	0.000
	3	0.0042064	0.0009340	0.0002680	322.391	35.552	0.000
	4	0.0042064	0.0005856	0.0002680	202.149	35.552	0.000
	5	0.0042064	0.0002373	0.0002680	81.906	35.552	0.000
COMBO 4	1	0.0026455	0.0016020	0.0002380	552.972	39.682	0.000
	2	0.0026455	0.0012925	0.0002380	446.165	39.682	0.000
	3	0.0026455	0.0009831	0.0002380	339.359	39.682	0.000
	4	0.0026455	0.0006737	0.0002380	232.552	39.682	0.000
	5	0.0026455	0.0003643	0.0002380	125.745	39.682	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	2.600	0	616.068	30.462	0.000	6
	2	1.300	0	513.824	30.462	0.000	6
	3	0.000	0	411.579	30.462	0.000	6
	4	-1.300	0	309.334	30.462	0.000	6
	5	-2.600	0	207.090	30.462	0.000	6
	계			12347.368	913.854	0.000	30
COMBO 2	1	2.600	0	609.321	30.462	0.000	6
	2	1.300	0	503.107	30.462	0.000	6
	3	0.000	0	396.893	30.462	0.000	6
	4	-1.300	0	290.678	30.462	0.000	6
	5	-2.600	0	184.464	30.462	0.000	6
	계			11906.780	913.854	0.000	30
COMBO 3	1	2.600	0	534.712	28.442	0.000	6
	2	1.300	0	437.035	28.442	0.000	6
	3	0.000	0	339.359	28.442	0.000	6
	4	-1.300	0	241.682	28.442	0.000	6
	5	-2.600	0	144.005	28.442	0.000	6
	계			10180.756	853.259	0.000	30
COMBO 4	1	2.600	0	552.972	39.682	0.000	6
	2	1.300	0	446.165	39.682	0.000	6
	3	0.000	0	339.359	39.682	0.000	6
	4	-1.300	0	232.552	39.682	0.000	6
	5	-2.600	0	125.745	39.682	0.000	6
	계			10180.756	1190.460	0.000	30

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	2.600	0	610.296	0.000	0.000	6
	2	1.300	0	603.368	0.000	0.000	6
	3	0.000	0	596.440	0.000	0.000	6
	4	-1.300	0	589.512	0.000	0.000	6
	5	-2.600	0	582.584	0.000	0.000	6
	계			17893.199	0.000	0.000	30
COMBO 2	1	2.600	0	792.118	39.600	0.000	6
	2	1.300	0	654.039	39.600	0.000	6
	3	0.000	0	515.960	39.600	0.000	6
	4	-1.300	0	377.882	39.600	0.000	6
	5	-2.600	0	239.803	39.600	0.000	6
	계			15478.814	1188.010	0.000	30
COMBO 3	1	2.600	0	562.875	35.552	0.000	6
	2	1.300	0	442.633	35.552	0.000	6
	3	0.000	0	322.391	35.552	0.000	6
	4	-1.300	0	202.149	35.552	0.000	6
	5	-2.600	0	81.906	35.552	0.000	6
	계			9671.718	1066.574	0.000	30
COMBO 4	1	2.600	0	552.972	39.682	0.000	6
	2	1.300	0	446.165	39.682	0.000	6
	3	0.000	0	339.359	39.682	0.000	6
	4	-1.300	0	232.552	39.682	0.000	6
	5	-2.600	0	125.745	39.682	0.000	6
	계			10180.756	1190.460	0.000	30

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉔ COMBO 1 : SVB09

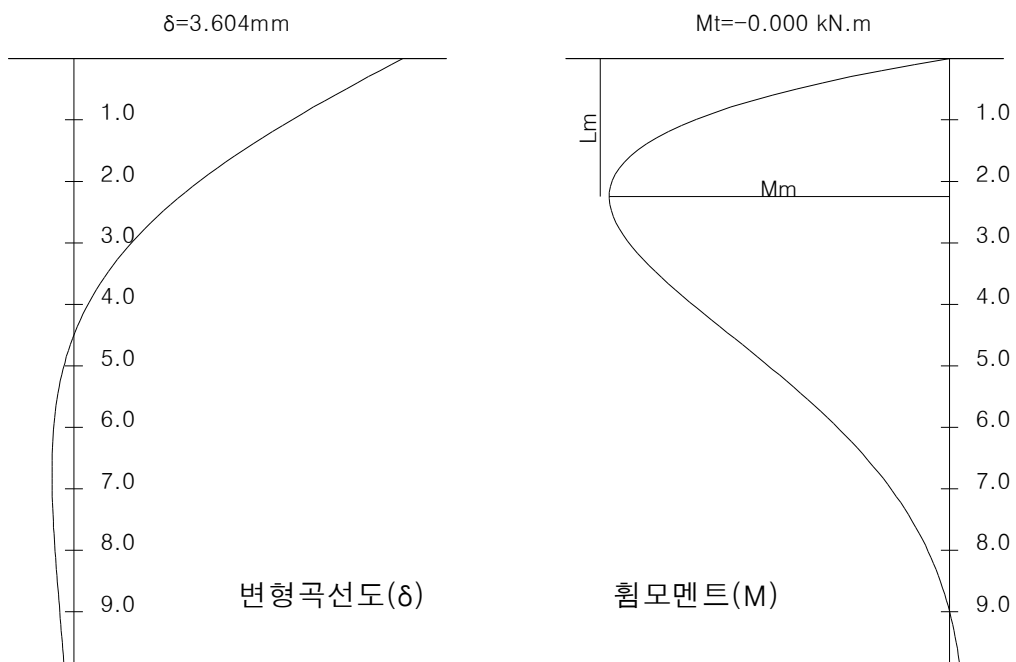
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -28.107 kN.m, 2.248 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.604 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.604 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-30.462	3.604	
0.660	-15.823	-18.019	2.786	
1.320	-24.463	-8.652	2.035	
1.980	-27.845	-2.015	1.390	
2.640	-27.626	2.340	0.865	
3.300	-25.154	4.888	0.462	
3.960	-21.471	6.082	0.168	
4.620	-17.336	6.321	-0.031	
5.280	-13.264	5.938	-0.154	
5.940	-9.577	5.195	-0.219	
6.600	-6.443	4.287	-0.241	
7.260	-3.923	3.353	-0.235	
7.920	-2.003	2.481	-0.211	
8.580	-0.623	1.722	-0.178	
9.240	0.300	1.097	-0.142	
9.900	0.856	0.611	-0.108	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉞ COMBO 2 : SVB13

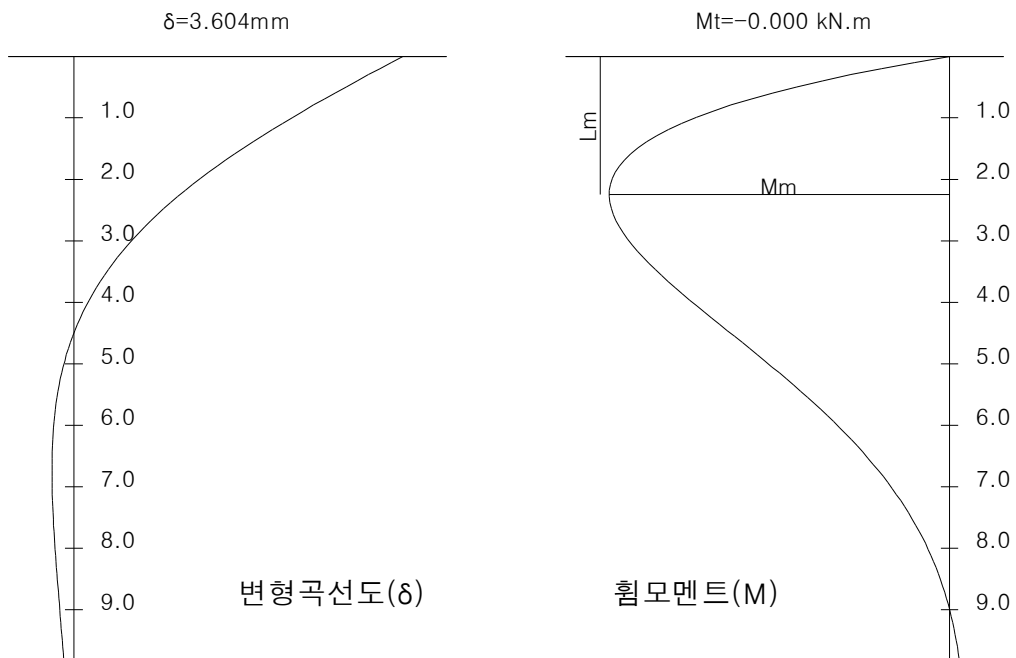
㉞ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -28.107 kN.m, 2.248 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.604 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.604 mm

㉞ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-30.462	3.604	
0.660	-15.823	-18.019	2.786	
1.320	-24.463	-8.652	2.035	
1.980	-27.845	-2.015	1.390	
2.640	-27.626	2.340	0.865	
3.300	-25.154	4.888	0.462	
3.960	-21.471	6.082	0.168	
4.620	-17.336	6.321	-0.031	
5.280	-13.264	5.938	-0.154	
5.940	-9.577	5.195	-0.219	
6.600	-6.443	4.287	-0.241	
7.260	-3.923	3.353	-0.235	
7.920	-2.003	2.481	-0.211	
8.580	-0.623	1.722	-0.178	
9.240	0.300	1.097	-0.142	
9.900	0.856	0.611	-0.108	

㉞ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 3 : SVB15

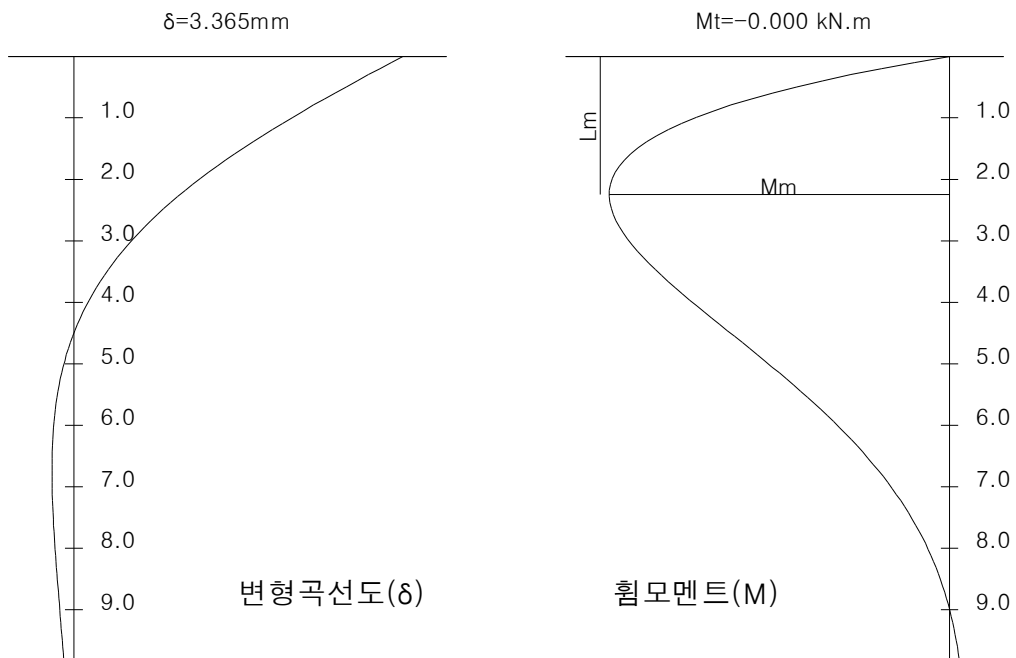
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -26.243 kN.m, 2.248 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.365 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.365 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-28.442	3.365	
0.660	-14.774	-16.824	2.601	
1.320	-22.841	-8.078	1.900	
1.980	-25.999	-1.882	1.297	
2.640	-25.794	2.184	0.808	
3.300	-23.486	4.564	0.431	
3.960	-20.048	5.678	0.157	
4.620	-16.186	5.902	-0.029	
5.280	-12.385	5.544	-0.144	
5.940	-8.942	4.850	-0.204	
6.600	-6.016	4.003	-0.225	
7.260	-3.663	3.131	-0.219	
7.920	-1.870	2.317	-0.197	
8.580	-0.581	1.608	-0.166	
9.240	0.280	1.025	-0.133	
9.900	0.800	0.571	-0.101	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 4 : SVB22

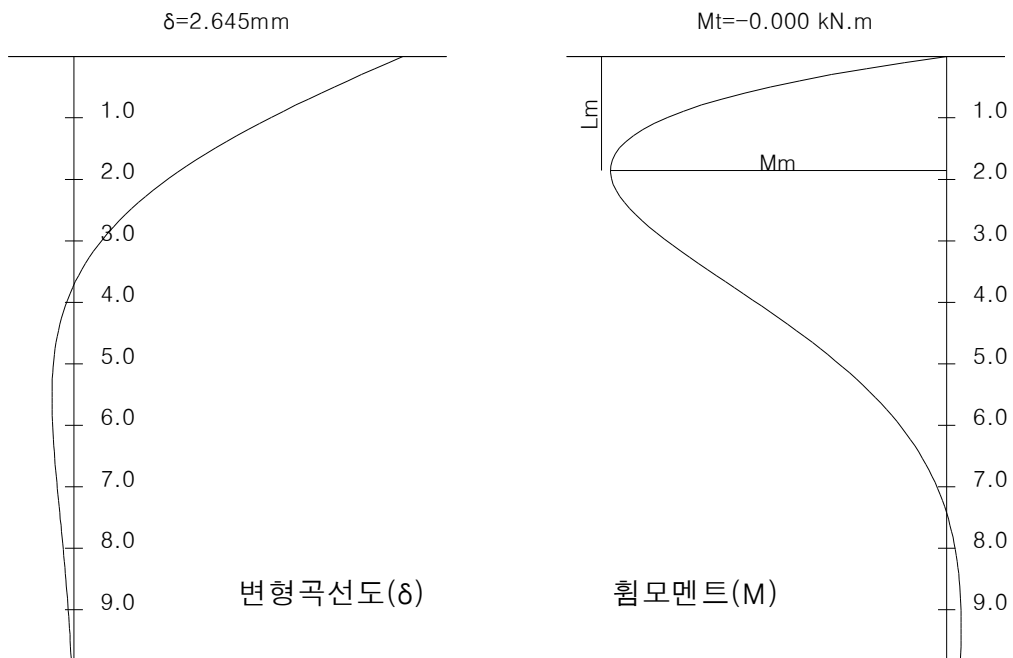
㉔ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -30.242 kN.m, 1.857 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.645 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.645 mm

㉔ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-39.682	2.645	
0.660	-19.553	-20.581	1.924	
1.320	-28.435	-7.226	1.284	
1.980	-30.162	1.267	0.766	
2.640	-27.594	5.977	0.380	
3.300	-22.870	7.966	0.114	
3.960	-17.471	8.165	-0.052	
4.620	-12.321	7.316	-0.140	
5.280	-7.922	5.967	-0.174	
5.940	-4.471	4.492	-0.173	
6.600	-1.969	3.118	-0.152	
7.260	-0.306	1.965	-0.122	
7.920	0.682	1.073	-0.091	
8.580	1.167	0.436	-0.062	
9.240	1.306	0.020	-0.038	
9.900	1.232	-0.220	-0.020	

㉔ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉔ COMBO 2 : ULB13

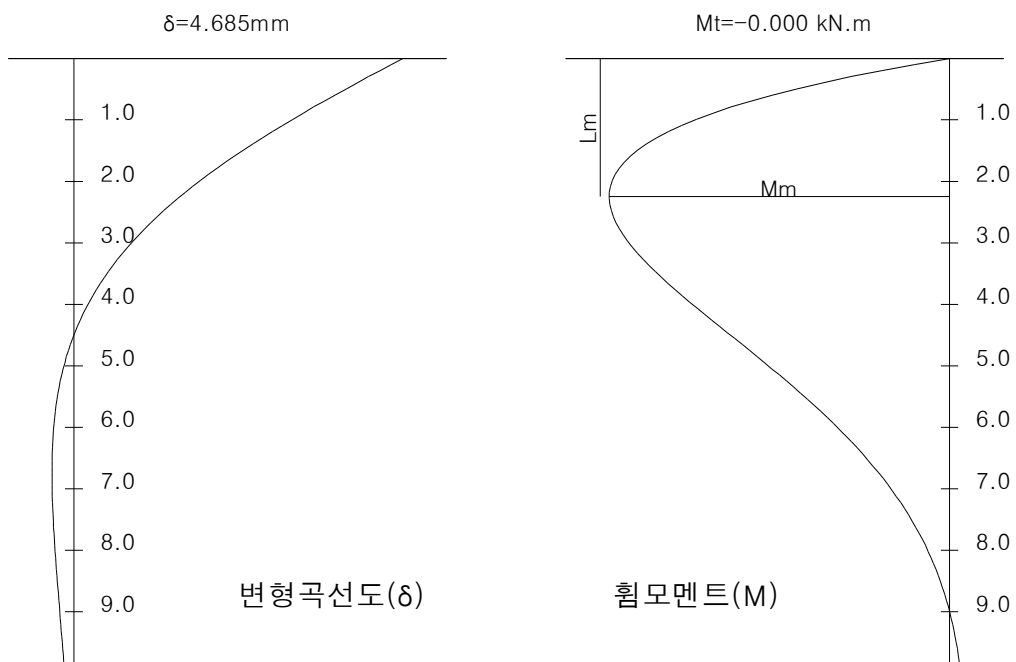
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -36.539 kN.m, 2.248 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.685 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.685 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-39.600	4.685	
0.660	-20.570	-23.425	3.622	
1.320	-31.802	-11.248	2.645	
1.980	-36.199	-2.620	1.806	
2.640	-35.913	3.041	1.125	
3.300	-32.700	6.354	0.600	
3.960	-27.913	7.906	0.219	
4.620	-22.537	8.217	-0.041	
5.280	-17.244	7.719	-0.200	
5.940	-12.450	6.753	-0.284	
6.600	-8.376	5.574	-0.313	
7.260	-5.100	4.359	-0.305	
7.920	-2.603	3.226	-0.274	
8.580	-0.810	2.238	-0.231	
9.240	0.390	1.427	-0.185	
9.900	1.113	0.794	-0.140	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 3 : UEB15

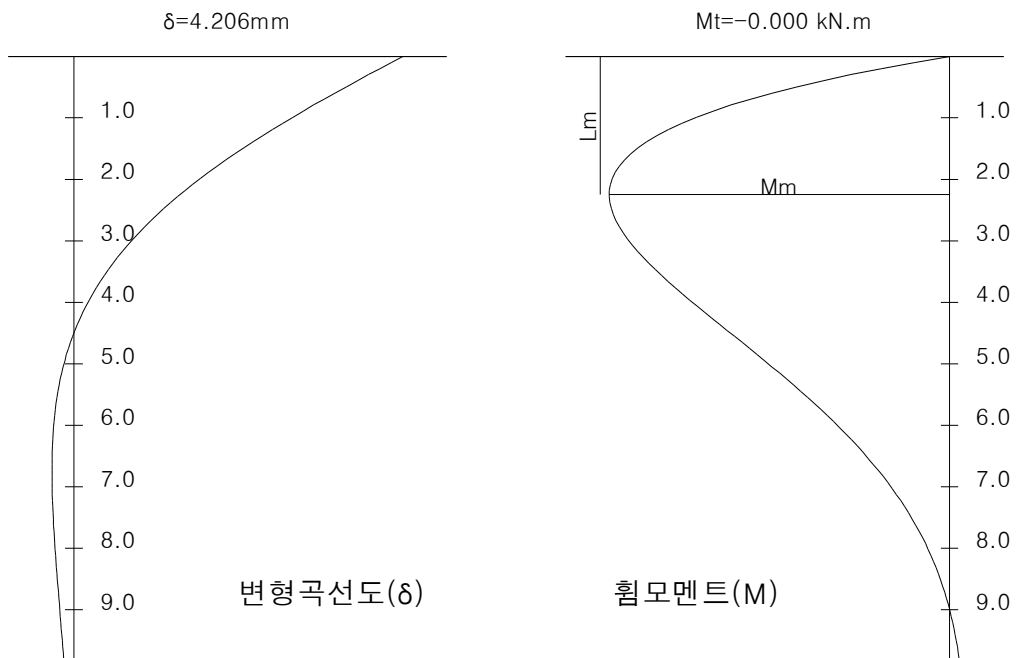
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -32.804 kN.m, 2.248 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.206 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.206 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-35.552	4.206	
0.660	-18.467	-21.030	3.252	
1.320	-28.552	-10.098	2.375	
1.980	-32.499	-2.352	1.622	
2.640	-32.242	2.731	1.010	
3.300	-29.358	5.705	0.539	
3.960	-25.060	7.098	0.196	
4.620	-20.233	7.377	-0.036	
5.280	-15.481	6.930	-0.180	
5.940	-11.177	6.063	-0.255	
6.600	-7.520	5.004	-0.281	
7.260	-4.579	3.914	-0.274	
7.920	-2.337	2.896	-0.246	
8.580	-0.727	2.009	-0.208	
9.240	0.350	1.281	-0.166	
9.900	0.999	0.713	-0.126	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 4 : ULB22

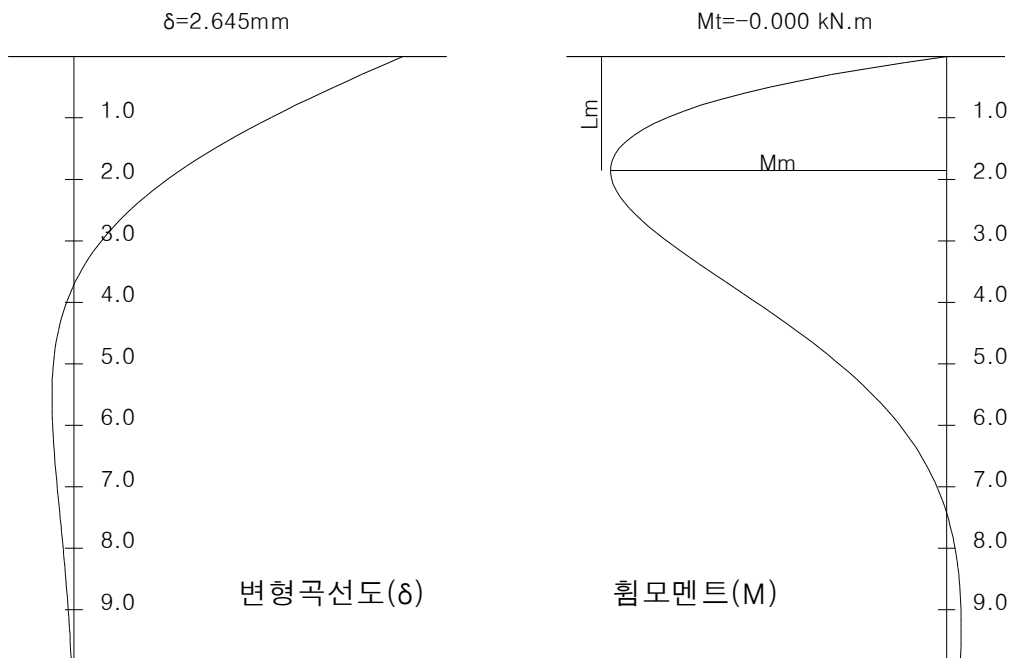
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -30.242 kN.m, 1.857 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.645 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.645 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-39.682	2.645	
0.660	-19.553	-20.581	1.924	
1.320	-28.435	-7.226	1.284	
1.980	-30.162	1.267	0.766	
2.640	-27.594	5.977	0.380	
3.300	-22.870	7.966	0.114	
3.960	-17.471	8.165	-0.052	
4.620	-12.321	7.316	-0.140	
5.280	-7.922	5.967	-0.174	
5.940	-4.471	4.492	-0.173	
6.600	-1.969	3.118	-0.152	
7.260	-0.306	1.965	-0.122	
7.920	0.682	1.073	-0.091	
8.580	1.167	0.436	-0.062	
9.240	1.306	0.020	-0.038	
9.900	1.232	-0.220	-0.020	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



5) 말뚝의 안정성 검토

① 말뚝의 허용지지력 검토

가) 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 군말뚝의 영향 없음

$$Ra = 1/n \times Ru$$

Ra1 = 785.000 kN (평상시) : 『지반조사보고서』 참조

Ra2 = 1177.500 kN (지진시) : 『지반조사보고서』 참조

나) 말뚝의 허용 수평변위 검토

평상시의 말뚝의 허용 수평변위 $\delta a = 15.000 > \delta = 3.6041 \text{ mm}$ 0.K

지진시의 말뚝의 허용 수평변위 $\delta a = 15.000 > \delta = 2.6455 \text{ mm}$ 0.K

다) 말뚝의 허용인발력

Pa1 = 340.400 kN (평상시) : 『지반조사보고서』 참조

Pa2 = 510.600 kN (지진시) : 『지반조사보고서』 참조

라) 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	642.741	180.417	785.000	340.400	0.K
	HINGE	616.068	207.090	785.000	340.400	0.K
COMBO 2	FIX	635.765	158.020	785.000	340.400	0.K
	HINGE	609.321	184.464	785.000	340.400	0.K
COMBO 3	FIX	559.488	119.229	785.000	340.400	0.K
	HINGE	534.712	144.005	785.000	340.400	0.K
COMBO 4	FIX	580.392	98.325	1177.500	510.600	0.K
	HINGE	552.972	125.745	1177.500	510.600	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 : 10.00 m

이음개소수 : 0 개소

말뚝이음에 의한 허용응력 감소율 : 0.00%

장경비 (L/D) = 9.90/0.500 = 19.800 < 85 이므로 장경비에 따른 감소 없음.

따라서 허용응력의 총 감소율은 0.00% 적용

나) 말뚝의 휨응력 검토

말뚝타설시 항타로 인한 말뚝머리 파손이나 지지지반의 불균등 등으로 인하여 부득이 말뚝머리를 절단해야하는 경우가 있다. 이때 PC말뚝인 경우에는 절단된 위치로부터 일정구간까지

이미 도입된 프리스트레스가 감소하게 된다. 『깊은기초. 한국지반공학회 저』 7.5.2.2

허용 휨압축응력 f_{ca} = 28.000 MPa (평상시)

= 42.000 MPa (지진시)

허용 휨인장응력 f_{ta} = 0.000 MPa (평상시)

= -5.000 MPa (지진시)

★ 지중에 M_{max} 가 발생하는 경우

$$f = f_{ce1} \pm M/Z_e + V/A_e$$

$$= 4.104 \pm M / 9906000.0 + V / 108500.0$$

★ 두부에 M_{max} 가 발생하는 경우

$$f = f_{ce2} \pm M/Z_e + V/A_e$$

$$= 0.000 \pm M / 9906000.0 + V / 108500.0$$

구 분		V(kN)	M(kN.m)	f_c	f_{ca}	f_t	f_{ta}	비 고
COMBO 1	FIX	642.741	34.675	9.424	28.00	2.423	0.00	0.K
	HINGE	616.068	28.107	12.619	28.00	6.945	0.00	0.K
COMBO 2	FIX	635.765	34.377	9.330	28.00	2.389	0.00	0.K
	HINGE	609.321	28.107	12.557	28.00	6.882	0.00	0.K
COMBO 3	FIX	559.488	32.210	8.408	28.00	1.905	0.00	0.K
	HINGE	534.712	26.243	11.681	28.00	6.383	0.00	0.K
COMBO 4	FIX	580.392	35.646	8.948	42.00	1.751	-5.00	0.K
	HINGE	552.972	30.242	12.253	42.00	6.148	-5.00	0.K

다) 말뚝의 전단응력 검토

$$\tau_{sa} = 0.850 \text{ MPa (평상시)}$$

$$= 1.250 \text{ MPa (지진시)}$$

$$\tau = \alpha \times H_o / A_p$$

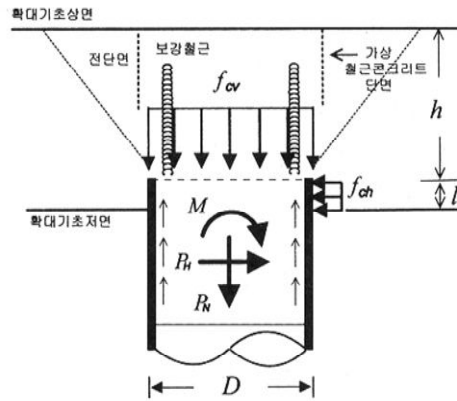
$$\alpha = 4 \times (D^2 + D \times d + d^2) / (3 \times (D^2 + d^2))$$

$$= 4 \times (500.0^2 + 500.0 \times 340.0 + 340.0^2) / (3 \times (500.0^2 + 340.0^2))$$

$$= 1.953 : \text{전단형상계수}$$

구 분		H(kN)	τ	τ_{sa}	비 고
COMBO 1	FIX	30.462	0.548	0.850	0.K
	HINGE	30.462	0.548	0.850	0.K
COMBO 2	FIX	30.462	0.548	0.850	0.K
	HINGE	30.462	0.548	0.850	0.K
COMBO 3	FIX	28.442	0.512	0.850	0.K
	HINGE	28.442	0.512	0.850	0.K
COMBO 4	FIX	39.682	0.714	1.250	0.K
	HINGE	39.682	0.714	1.250	0.K

6) 말뚝과 확대기초의 결합부 검토



① 압입력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수직지압응력

$$f_{cv} = \frac{P_{Nmax}}{\frac{\pi}{4} D^2} \leq f_{ca}$$

f_{ck} : 콘크리트의 설계기준강도(MPa)

P_{Nmax} : 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)

$$\begin{aligned} f_{cv} &= 642741.0 / (\pi/4 \times 500^2) \\ &= 3.273 \text{ MPa} \leq f_{ca} = 6.750 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

* 수직지압응력(f_{cv}) 검토 (지진시)

$$\begin{aligned} f_{cv} &= 580392.0 / (\pi/4 \times 500^2) \\ &= 2.956 \text{ MPa} \leq f_{ca}' = 8.978 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

b. 확대기초 콘크리트의 압발전단응력

$$\tau_v = \frac{P_{N \max}}{\pi(D+h)h} \leq \tau_{a3}$$

τ_{a3} : 상시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) , (해설표 참조)

$\tau_{a3'}$: 지진시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) , (해설표 참조)

h : 확대기초의 유효두께 (mm)

-해설 표. 확대기초의 허용수직압발전단응력, τ_{a3} (MPa)

콘크리트의 설계기준강도 f_{ck}		21	24	27	30
허용압발 전단응력	상시 (τ_{a3})	0.85	0.90	0.95	1.00
	지진시 ($\tau_{a3'}$)	1.131	1.197	1.264	1.330

* 압발전단응력(τ_v) 검토 (상시)

$$\begin{aligned} \tau_v &= 642741.0 / \{ \pi \times (500 + 1900) \times 1900 \} \\ &= 0.045 \text{ MPa} \leq \tau_{a3} = 0.950 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

* 압발전단응력(τ_v) 검토 (지진시)

$$\begin{aligned} \tau_v &= 580392.0 / \{ \pi \times (500 + 1900) \times 1900 \} \\ &= 0.041 \text{ MPa} \leq \tau_{a3'} = 1.264 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 인발력에 대한 검토

원칙적으로 인발력에 대한 검토는 하지 않아도 된다. [도로교 설계기준 해설(하부구조편) P292]

③ 수평력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수평지압응력

$$f_{ch} = \frac{P_{H \max}}{D \cdot l} \leq f_{ca}$$

$P_{H \max}$: 상시와 지진시, 말뚝머리에 작용하는 최대 말뚝축직각방향력 (N)

l : 말뚝의 매입길이 = 100 mm

* 수평지압응력(f_{ch}) 검토 (상시)

$$\begin{aligned} f_{ch} &= 30461.800 / (500 \times 100) \\ &= 0.609 \text{ MPa} \leq f_{ca} = 6.750 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

* 수평지압응력(f_{ch}) 검토 (지진시)

$$\begin{aligned} f_{ch} &= 39682.000 / (500 \times 100) \\ &= 0.794 \text{ MPa} \leq f_{ca'} = 8.978 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

b. 확대기초 단부 말쪽에 대한 수평압발전단응력

$$\tau_h = \frac{P_{Hmax}}{h'(2l + D + 2h')} \leq \tau_{a3}$$

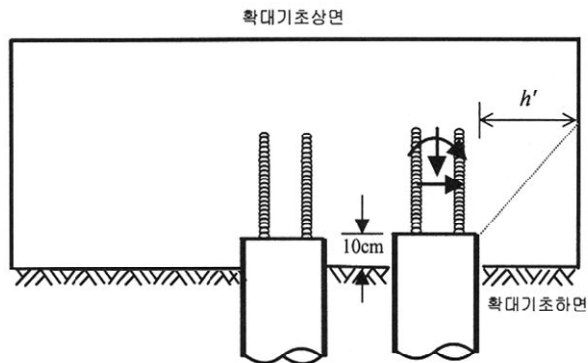
h' : 수평방향의 압발전단에 저항하는 확대기초의 유효두께 (m)

* 수평압발전단응력(f_{ch}) 검토 (상시)

$$\begin{aligned} \tau_h &= 30461.800 / \{400 \times (200 + 500 + 800)\} \\ &= 0.051 \text{ MPa} \leq \tau_{a3} = 0.950 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

* 수평압발전단응력(f_{ch}) 검토 (지진시)

$$\begin{aligned} \tau_h &= 39682.000 / \{400 \times (200 + 500 + 800)\} \\ &= 0.066 \text{ MPa} \leq \tau_{a3}' = 1.264 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$



④ 철근정착

$$L_o = \frac{f_{sa1} A_{st}}{\tau_{oa} U}$$

f_{sa1} : 이형철근의 허용인장응력 (MPa) , (해설표 참조)

A_{st} : 이형철근의 공칭단면적 (mm^2) , (해설표 참조)

U : 이형철근의 공칭둘레길이 (mm)

τ_{oa} : 콘크리트의 허용부착응력 (MPa) , (해설표 참조)

$d1$: 이형철근의 공칭지름 (mm)

- 해설 표. 이형철근의 허용응력, f_{sa1} (MPa)

철근의 종류	SD30	SD35	SD40
인장 및 압축응력	150	175	180

- 해설 표. 이형철근의 표준치수

철근의 종류, D(mm)	D19	D22	D25	D29	D32
공칭지름, $d1$ (mm)	19.1	22.2	25.4	28.6	31.8
공칭단면적, $A_{st}(\text{mm}^2)$	286.5	387.1	506.7	642.4	794.2
공칭둘레, U(mm)	60.0	70.0	80.0	90.0	100.0

- 해설 표. 콘크리트의 허용부착응력, τ_{oa} (MPa)

콘크리트의 설계기준강도 (f_{ck})	21.0	24.0	27.0	30.0
이형철근과 콘크리트의 허용부착응력 (τ_{oa})	1.4	1.6	1.7	1.8

★ 철근의 정착길이

일반적으로, $L_o \geq L_{\min} = 35d1$ 로 하는 것이 좋다. $L_{\min} = 35 \times 19.1 = 668.5 \text{ mm}$

$$L_o = 150.000 \times 286.500 / (1.700 \times 60.000) = 421.324 (\leq 668.500)$$

$$= 668.5 (\text{mm})$$

이때, 정착길이는 다음을 만족하여야 한다.

$$L \geq L_o + D/2 = 668.5 + 500/2 = 918.5 \text{ mm}$$

⑤ 확대기초 속에 말뚝머리부분의 매입길이는 최소한 100 mm로 한다.

⑥ 연직 지압강도에 대한 검토 (콘 · 설 · 해 6.8 지압강도)

$$\phi V_n = \phi (0.85 f_{ck} A_1)$$

A1 : 재하면적 (mm²)

A2 : 지지면적 (mm²)

★ 연직지압강도

$$\begin{aligned}\phi V_n &= 0.700 \times (0.85 \times 27.0 \times 196349.5) \\ &= 3154355.374 \text{ N} \geq P_{N\max} = 826495.109 \text{ N} \quad \therefore \text{O.K.}\end{aligned}$$

⑦ PUNCHING 전단강도에 대한 검토 (콘 · 설 · 해 7.12.2 2방향 거동에 대한 전단강도)

$$\phi V_n = \phi \left(\frac{1}{3} \sqrt{f_{ck}} \cdot b_p \cdot d \right)$$

d : 유효깊이 (말뚝위치의 단면두께 - 저판에서의 철근덮개)

b_p : $\pi \times$ (말뚝직경 + d)

★ PUNCHING 전단강도

$$\begin{aligned}\phi V_n &= 0.800 \times \left(\frac{1}{3} \times \sqrt{27.0} \times 7382.7 \times 1850 \right) \\ &= 18925182.566 \text{ N} \geq P_{N\max} = 826495.109 \text{ N} \quad \therefore \text{O.K.}\end{aligned}$$

오창JCT R-D P6 두부보강

- 설계조건

1. PHC말뚝 제원

말뚝직경 (D) : 500 mm

말뚝두께 (t) : 80 mm

* 말뚝두부는 콘크리트 내부에 근입되므로 부식치는 고려하지 않음

2. 확대기초 콘크리트 제원

단면두께 (H) : 2300 mm

말뚝매입길이(l) : 100 mm

수직유효두께(h) : 2200 mm

수평유효두께(h') : 400 mm 최외곽의 말뚝중심에서 기초 연단까지의 거: 650 mm

설계기준강도(f_{ck}) : 27 MPa

지압응력면적비 ($\sqrt{A_2 / A_1}$) : 1

콘크리트 허용수직지압응력(f_{ca}) : 6.75 MPa 상시 / 8.98 MPa 지진시

콘크리트 압발(펀칭) 전단응력(τ_{a3}) : .95 MPa 상시 / 1.26 MPa 지진시

콘크리트 허용부착응력(v_{oa}) : 1.70 MPa 상시 / 2.26 MPa 지진시

3. 보강철근 제원

보강철근의 종류 : H16(SD40) 보강철근 적용수량 8 개

보강철근 1개의 공칭단면적(A_{st}) : 198.6 mm² 보강철근량(A_s) : 1588.8 mm²

보강철근 1개의 공칭직경(d) : 15.9 mm

보강철근 1개의 공칭둘레(U) : 50 mm

보강철근의 허용인장응력(f_{sa}) : 180.0 MPa 상시 / 239.4 MPa 지진시

4. 말뚝머리에 작용하는 하중

① 평상시

최대수직력(PNmax) : 642.741 kN

최소수직력(PNmin) : 119.229 kN

최대수평력(Hmax) : 30.462 kN

최대휨모멘트(Mmax) : 12.619 kN-m

② 지진시

최대수직력(PNmax) : 581.978 kN

최소수직력(PNmin) : 98.525 kN

최대수평력(Hmax) : 41.549 kN

최대휨모멘트(Mmax) : 12.421 kN-m

* 말뚝머리 작용하중은 도로교설계기준에 명시된 변위법에 의거함

- 구조계산결과

1. 확대기초에 대한 검토

1) 수직력에 대한 검토

① 기초 콘크리트의 수직방향 지압응력

a. 평상시

$$\begin{aligned} f_{cv} &= P_{nmax} / (\pi \times D^2 / 4) \leq f_{ca} \\ &= 642.7 / (\pi \times 0.5^2 / 4) \\ &= 3.27 \text{ MPa} \leq 6.75 \text{ MPa} \quad 0.K \end{aligned}$$

b. 지진시

$$\begin{aligned} f_{cv} &= P_{nmax} / (\pi \times D^2 / 4) \leq f_{ca} \\ &= 581.98 / (\pi \times 0.5^2 / 4) \\ &= 2.96 \text{ MPa} \leq 8.98 \text{ MPa} \quad 0.K \end{aligned}$$

② 기초 콘크리트의 수직방향 압발(편칭) 전단응력

a. 평상시

$$\begin{aligned} \tau_v &= P_{nmax} / (\pi \times (D + h) \times h) \leq \tau_{a3} \\ &= 642.74 / (\pi \times (0.5 + 2.2) \times 2.2) \\ &= .03 \text{ MPa} \leq .95 \text{ MPa} \quad 0.K \end{aligned}$$

b. 지진시

$$\begin{aligned} \tau_v &= P_{nmax} / (\pi \times (D + h) \times h) \leq \tau_{a3} \\ &= 581.98 / (\pi \times (0.5 + 2.2) \times 2.2) \\ &= .03 \text{ MPa} \leq 1.26 \text{ MPa} \quad 0.K \end{aligned}$$

2) 수평력에 대한 검토

① 기초 콘크리트의 수평방향 지압응력

a. 평상시

$$\begin{aligned} f_{ch} &= H_{max} / (D \times l) \leq f_{ca} \\ &= 30.462 / (0.5 \times 0.1) \\ &= .61 \text{ MPa} \leq 6.75 \text{ MPa} \quad 0.K \end{aligned}$$

b. 지진시

$$\begin{aligned} f_{ch} &= H_{max} / (D \times l) \leq f_{ca} \\ &= 41.549 / (0.5 \times 0.1) \\ &= .83 \text{ MPa} \leq 8.98 \text{ MPa} \quad 0.K \end{aligned}$$

② 기초 콘크리트의 수평방향 압발(편칭) 전단응력

a. 평상시

$$\begin{aligned}\tau_h &= H_{\max} / (h' \times (2l + D + 2h')) \leq \tau_{a3} \\ &= 30.462 / (0.4 \times (2 \times 0.1 + 0.5 + 2 \times 0.4)) \\ &= .05 \text{ MPa} \leq .95 \text{ MPa} \quad 0.K\end{aligned}$$

b. 지진시

$$\begin{aligned}\tau_h &= H_{\max} / (h' \times (2l + D + 2h')) \leq \tau_{a3} \\ &= 41.549 / (0.4 \times (2 \times 0.1 + 0.5 + 2 \times 0.4)) \\ &= .07 \text{ MPa} \leq 1.26 \text{ MPa} \quad 0.K\end{aligned}$$

2. 가상철근 콘크리트 단면의 응력검토

1) 이론식

콘크리트의 응력은 원형 단주의 응력계산식을 이용하여 다음과 같이 구한다.

$$f_c = (M' / r^3) C \leq f_{ca} (= 0.4f_{ck}) \quad - \text{식(1)}$$

단, 콘크리트의 휨압축응력계수(C)는 다음과 같다.

$$C = \frac{1 - \cos \phi}{2\sin^3 \phi / 3 - \phi \cos \phi + \sin \phi \cos^2 \phi + \phi / 4 - k} \quad - \text{식(2)}$$

$$k = \sin \phi \cos \phi / 4 + \sin^3 \phi \cos \phi / 6 - \pi n p (0.5(rs/r)^2 - \cos \phi)$$

위 식에서 ϕ 는 아래의 식에서 구한다.

① 말뚝머리에 작용하는 축방향력, $P \neq 0$ 인 경우

$$e/r = \frac{1/4 - \sin \phi \cos \phi (5/12 - \cos^2 \phi / 6) + 0.5 \pi n p (rs/r)^2}{\sin \phi (2 + \cos^2 \phi) / 3 - \phi \cos \phi - \pi n p \cos \phi} \quad - \text{식(3)}$$

② 말뚝머리에 작용하는 축방향력, $P=0$ 인 경우

$$0 = \sin \phi (2 + \cos^2 \phi) / 3 - \phi \cos \phi - \pi n p \cos \phi \quad - \text{식(4)}$$

단, $0 \leq \phi \leq \cos^{-1}(rs/r)$

그리고 보강철근의 응력은 다음과 같이 구한다.

$$f_s = (M/r^3) S \times n \leq f_{sa} \quad - \text{식(5)}$$

단, 보강철근의 휨인장응력계수(S)는 다음과 같다.

$$S = C \times \frac{rs/r + \cos \phi}{1 - \cos \phi} \quad - \text{식(6)}$$

2) 최대 수직력과 최대 휨모멘트의 조합하중

a. 평상시

$$P_{nmax} = 642.74 \text{ kN}$$

$$M_{max} = 12.62 \text{ kN-m}$$

$$r \text{ (가상 단면의 반경)} = D/2 + 100 \text{ mm} = 270 \text{ mm}$$

$$r_s \text{ (가상단면 중심에서 보강철근 중심까지의 거리)} = r - (30+100+80) = 60 \text{ mm}$$

$$r_s/r = 0.222$$

$$e = M / P = 12.619 / 642.741 = 19.63 \text{ mm}$$

$$e / r = 0.073$$

$$n = 15, \quad A_s = 1588.8 \text{ mm}^2 \quad (\text{H16(SD40)} \times 8 \text{ 개})$$

$$\rho \text{ (가상단면 철근비)} = A_s / (\pi \times r^2) = 1588.8 / (\pi \times 270^2) = 0.00694$$

$$\rho_p = 15 \times 0.00693732 = 0.1041$$

$$r_s / r = 0.222, \quad e/r = 0.073 \quad \text{이므로}$$

식(2) 및 (6)에 의해

$$C = 0.5217$$

$$M' = M_{max} + P_{nmax} \times r = 12.62 + 642.74 \times 0.27 = 186.159 \text{ kN-m}$$

따라서 콘크리트 휨압축응력은

$$f_c = M' / r^3 C = 186159000 / 270^3 \times 0.5217 = 4.93 \text{ MPa} \leq 10.80 \text{ MPa} \quad \text{O.K}$$

b. 지진시

$$P_{nmax} = 581.98 \text{ kN}$$

$$M_{max} = 12.42 \text{ kN-m}$$

$$r \text{ (가상 단면의 반경)} = D/2 + 100 \text{ mm} = 270 \text{ mm}$$

$$r_s \text{ (가상단면 중심에서 보강철근 중심까지의 거리)} = r - (30+100+80) = 60 \text{ mm}$$

$$r_s/r = 0.222$$

$$e = M / P = 12.42 / 581.98 = 21.34 \text{ mm}$$

$$e / r = 0.079$$

$$n = 15, \quad A_s = 1588.8 \text{ mm}^2 \quad (\text{H16(SD40)} \times 8 \text{ 개})$$

$$\rho \text{ (가상단면 철근비)} = A_s / (\pi \times r^2) = 1588.8 / (\pi \times 270^2) = 0.00693732$$

$$\rho_p = 15 \times 0.00693732 = 0.1041$$

$$r_s / r = 0.222, \quad e/r = 0.079 \quad \text{이므로}$$

식(2) 및 (6)에 의해

$$C = 0.5217$$

$$M' = M_{max} + P_{nmax} \times r = 12.42 + 581.98 \times 0.27 = 169.555 \text{ kN-m}$$

따라서 콘크리트 휨압축응력은

$$f_c = M' / r^3 C = 169555000 / 270^3 \times 0.5217 = 4.49 \text{ MPa} \leq 14.36 \text{ MPa} \quad \text{O.K}$$

3) 최소수직력과 최대휨모멘트의 조합하중

a. 평상시

$$P_{nmin} = 119.23 \text{ kN}$$

$$M_{max} = 12.62 \text{ kN-m}$$

$$r \text{ (가상 단면의 반경)} = D/2 + 100 \text{ mm} = 270 \text{ mm}$$

$$r_s \text{ (가상단면 중심에서 보강철근 중심까지의 거리)} = r - (30+100+80) = 60 \text{ mm}$$

$$r_s/r = 0.222$$

$$e = M / P = 12.62 / 119.23 = 105.84 \text{ mm}$$

$$e / r = 0.392$$

$$n = 15, \quad A_s = 1588.8 \text{ mm}^2 \quad (\text{H16(SD40)} \times 8 \text{ 개})$$

$$\rho \text{ (가상단면 철근비)} = A_s / (\pi \times r^2) = 1588.8 / (\pi \times 270^2) = 0.00693732$$

$$\rho_p = 15 \times 0.00693732 = 0.1041$$

$$r_s / r = 0.222, \quad e/r = 0.392 \quad \text{이므로}$$

식(2) 및 (6)에 의해

$$C = 0.5217, \quad S = -0.151$$

$$M' = M_{max} + P_{nmax} \times r = 12.62 + 119.23 \times 0.27 = 44.81 \text{ kN-m}$$

따라서 콘크리트 휨압축응력은

$$f_c = M' / r^3 C = 44811000 / 270^3 \times 0.5217 = 1.19 \text{ MPa} \leq 10.80 \text{ MPa} \quad \text{O.K.}$$

보강철근의 휨인장응력

$$f_s = M' / r^3 S_n = 44811000 / 270^3 \times -0.151 \times 15 = -5.17 \text{ MPa} \leq 180.00 \text{ MPa} \quad \text{O.K.}$$

b. 지진시

$$P_{nmin} = 98.53 \text{ kN}$$

$$M_{max} = 12.42 \text{ kN-m}$$

$$r \text{ (가상 단면의 반경)} = D/2 + 100 \text{ mm} = 270 \text{ mm}$$

$$r_s \text{ (가상단면 중심에서 보강철근 중심까지의 거리)} = r - (30+100+80) = 60 \text{ mm}$$

$$r_s/r = 0.222$$

$$e = M / P = 12.42 / 98.53 = 126.07 \text{ mm}$$

$$e / r = 0.467$$

$$n = 15, \quad A_s = 1588.8 \text{ mm}^2 \quad (\text{H16(SD40)} \times 8 \text{ 개})$$

$$\rho \text{ (가상단면 철근비)} = A_s / (\pi \times r^2) = 1588.8 / (\pi \times 270^2) = 0.00693732$$

$$\rho_p = 15 \times 0.00693732 = 0.1041$$

$$r_s / r = 0.222, \quad e/r = 0.467 \quad \text{이므로}$$

식(2) 및 (6)에 의해

$$C = 2.1843, \quad S = 1.9601$$

$$M' = M_{max} + P_{nmax} \times r = 12.42 + 98.53 \times 0.27 = 39.02 \text{ kN-m}$$

따라서 콘크리트 휨압축응력은

$$f_c = M' / r^3 C = 39023000 / 270^3 \times 2.1843 \\ = 4.33 \text{ MPa} \leq 14.36 \text{ MPa} \quad 0.K$$

보강철근의 휨인장응력

$$f_c = M' / r^3 S_n = 39023000 / 270^3 \times 1.9601 \times 15 \\ = 58.29 \text{ MPa} \leq 239.40 \text{ MPa} \quad 0.K$$

3. 보강철근의 정착길이

1) 사용철근 : H16(SD40) × 8 개

2) 정착길이 산정 : 다음중 큰 값을 정착길 이로 한다.

$$Ld1 = f_{sa} \times A_{st} / (v_{oa} \times U) = 180 \times 198.6 / (1.7 \times 50) = 420.6 \text{ mm}$$

$$Ld2 = 35d = 35 \times 15.9 = 556.5 \text{ mm}$$

정착길이는 556.5 mm 이상이어야 함

3) 말뚝머리속채움 콘크리트에 매설되는 보강철근 길이 산정

$$L_i = L_o + 500p = 557 + 50 \times 9 = 1007 \text{ mm}$$

매설길이는 1007 mm 이상이어야 함

교각 P7

목 차

1. 설 계 흐 름 도
2. 해석결과 요약
 - * 말뚝 안정성검토 및 응력검토
 - * 기둥의 단면 설계
 - * 단면 설계
 - * 사용성 검토
3. 설 계 조 건
 - 3.1 일반사항
 - 3.2 하중
 - 3.3 지반조건
 - 3.4 사용재료 강도
 - 3.5 설계방법
 - 3.6 참고문헌
4. 단 면 가 정
5. 하 중 계 산
6. 구 조 해 석
 - 6.1 해석모델링
 - 6.2 절점좌표
 - 6.3 단면제원
 - 6.4 하중재하도
7. 해 석 결 과 집 계
 - 7.1 하중별 부재력 집계
 - 7.2 사용하중 조합시 부재력 집계
 - 7.3 계수하중 조합시 부재력 집계
8. 두 부 보 설 계
 - 8.1 내민보의 설계 : 좌측
 - 8.2 내민보의 설계 : 우측
 - 8.3 교량받침 위치 검토

9. 기 동 설 계

- 9.1 교축직각 방향
- 9.2 교축 방향
- 9.3 합성 부재력
- 9.4 기둥의 전단설계

10. 기 초 설 계

- 10.1 교축직각 방향
- 10.2 교축방향

11. 기초 2방향전단(편칭) 검토

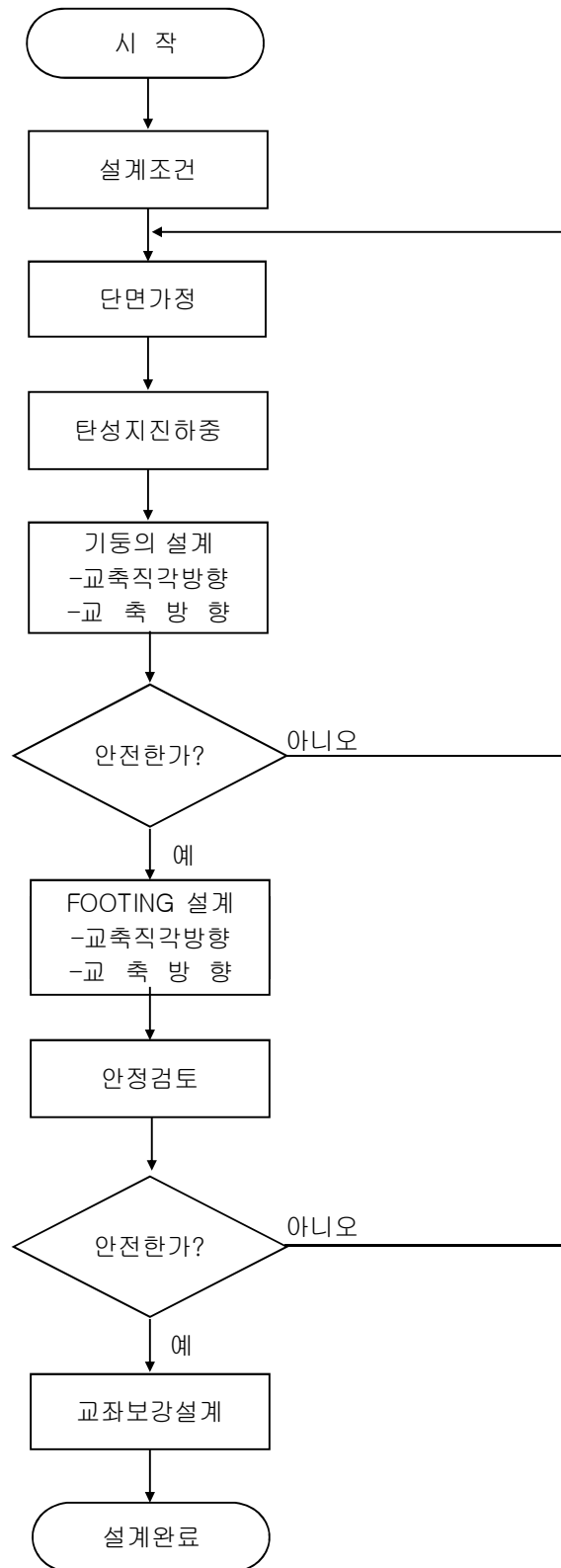
12. 교 량 받 침 부 검 토

- 12.1 받침 연단거리 검토
- 12.2 최소 받침지지 길이 검토
- 12.3 교량받침 수직력, 수평력 검토
- 12.4 교량받침 보강 철근 검토
- 12.5 교량받침 하면 보강
- 12.6 교량받침 콘크리트 보강

13. PILE 교축직각방향 검토

14. PILE 교축방향 검토

1. 설계흐름도



2. 해석결과 요약

▣ 말뚝 안정성검토 및 응력검토

구 분			허용값	발생값	비 고
교축방향	평상시	허용지지력(kN/EA)	1730.000	585.619	0.K
		허용인발력(kN/EA)	150.871	-	0.K
		휨 응력(MPa)	28.000	12.251	0.K
		전단응력(MPa)	0.850	0.610	0.K
		수평변위(mm)	15.000	4.008	0.K
	지진시	허용지지력(kN/EA)	2595.000	638.079	0.K
		허용인발력(kN/EA)	226.307	-	0.K
		휨 응력(MPa)	42.000	13.278	0.K
		전단응력(MPa)	1.250	0.839	0.K
		수평변위(mm)	15.000	3.109	0.K
교축직각 방향	평상시	허용지지력(kN/EA)	1730.000	804.591	0.K
		허용인발력(kN/EA)	156.800	-18.203	0.K
		휨 응력(MPa)	28.000	14.156	0.K
		전단응력(MPa)	0.850	0.547	0.K
		수평변위(mm)	15.000	3.593	0.K
	지진시	허용지지력(kN/EA)	2595.000	666.493	0.K
		허용인발력(kN/EA)	235.200	-	0.K
		휨 응력(MPa)	42.000	12.920	0.K
		전단응력(MPa)	1.250	0.674	0.K
		수평변위(mm)	15.000	2.496	0.K

▣ 기둥의 단면 설계

단면위치		P _{use}	P _u (kN)	φ P _n (kN)	안전도	비 고
교축방향	축력최대	0.016	12818.732	51294.106	4.001	0.K
	모멘트최대	0.016	8416.316	22809.941	2.710	0.K
	탄성설계	0.016	6733.053	28596.745	4.247	0.K
	편심최대	0.016	6396.400	16655.177	2.604	0.K
교축직각방향	축력최대	0.016	12818.732	44452.676	3.468	0.K
	모멘트최대	0.016	10032.564	12726.201	1.268	0.K
	탄성설계	0.016	6733.053	21387.167	3.176	0.K
	편심최대	0.016	7626.780	10147.545	1.331	0.K
합성부재력	축력최대	0.016	12818.732	44452.676	3.468	0.K
	모멘트최대	0.016	8416.316	12418.225	1.475	0.K
	탄성설계	0.016	6733.053	19707.964	2.927	0.K
	편심최대	0.016	6396.400	9317.033	1.457	0.K
	모멘트최대	0.016	10032.564	12724.895	1.268	0.K
	편심최대	0.016	7626.780	8726.749	1.144	0.K

■ 단면 설계

단면위치		깊이 (mm)	피복 (mm)	Req.As (mm ²)	Use.As (mm ²)	Mu(kN.m)	Φ Mn(kN.m)	안전도	비 고
두 부 보	좌측내민보	2500.2	100.0	15267.305	21832.900	-	-	1.514	0.K
	우측내민보	2500.2	100.0	17846.748	21832.900	-	-	1.223	0.K
	좌측내민보수	2400.0	100.0	904.040	4807.300	705.991	3731.921	5.286	0.K
	우측내민보수	2400.0	100.0	960.118	4807.300	749.720	3731.921	4.978	0.K
	교량받침1	2323.3	100.0	1247.289	5067.000	940.947	3798.617	4.037	0.K
	교량받침2	1958.5	100.0	2144.181	21832.900	1317.060	12880.133	9.779	0.K
기 초	교축방향	2000.0	150.0	8939.990	20516.300	5586.821	12712.881	2.276	0.K
	교직-지점부	2000.0	150.0	15101.684	25841.700	9395.000	15950.022	1.698	0.K

■ 사용성 검토

단면위치		인장응력 (fs)	허용응력 (fsa)	철근간격(S)	최대간격(Sq)	비 고
두 부 보	좌측내민보	98.026	180.000	126.316	589.610	0.K
	우측내민보	160.190	180.000	126.316	277.855	0.K
	좌측내민보수평	66.110	180.000	208.347	952.959	0.K
	우측내민보수평	70.205	180.000	208.347	897.375	0.K
	교량받침1	139.601	180.000	240.000	345.359	0.K
	교량받침2	49.386	180.000	126.316	1275.676	0.K
기 초	교축방향	142.792	180.000	122.642	204.001	0.K
	교직-지점부	159.632	180.000	127.451	149.572	0.K

3. 설 계 조 건

3.1 일 반 사 항

1) 구 조 형 식	: T형 교각
2) 상 부 형 식	: STEEL BOX
3) 교 량 등 급	: 1 등교
4) 기 초 형 식	: 말뚝기초

3.2 하 중

1) 철근콘크리트의 단위중량	: $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$	[도로교 설계기준 2.1.2]
2) 기초지반의 단위중량	: $\gamma_{s2} = 20 \text{ kN/m}^3$	[도로교설계요령 제2권 P366]
3) 교량받침 마찰계수	: $f_s = 0.15$	

3.3 지 반 조 건

1) 기초지반의 N치	: $N = 8$	
2) 기초지반의 내부마찰각	: $\phi_2 = 25.954^\circ$	; $15 + \sqrt{15N}$
3) 기초지반의 점착력	: $C = 0 \text{ kN/m}^2$	
4) 기초지반의 마찰계수	: $\mu = 0.312$	; $\text{TAN}(\frac{\phi_2}{90})$: 흙과 콘크리트
5) 지반 가속도 계수	: $A = 0.154$	; 위험도 계수 x 지진구역계수
- 내진 등급	: I 등급	- 위험도 계수 : 1.4 [도로교 설계기준 6.3.1]
- 지진 구역	: I 구역	- 지진구역 계수 : 0.11

3.4 사 용 재 료 강 도

1) 콘크리트 설계기준 강도	: $f_{ck} =$	두부분: 27 MPa	
		기둥: 27 MPa	
		기초: 27 MPa	
- 탄성계수	: $E_c =$	두부분: 27804 MPa	
		기둥: 27804 MPa	
		기초: 27804 MPa	[도로교 설계기준 2.3.3]
2) 철근의 항복 강도(SD400)	: $f_y =$	두부분: 400 MPa	
		기둥: 400 MPa	
		기초: 400 MPa	
- 탄성계수	: $E_s = 200000 \text{ MPa}$		[도로교 설계기준 2.3.3]

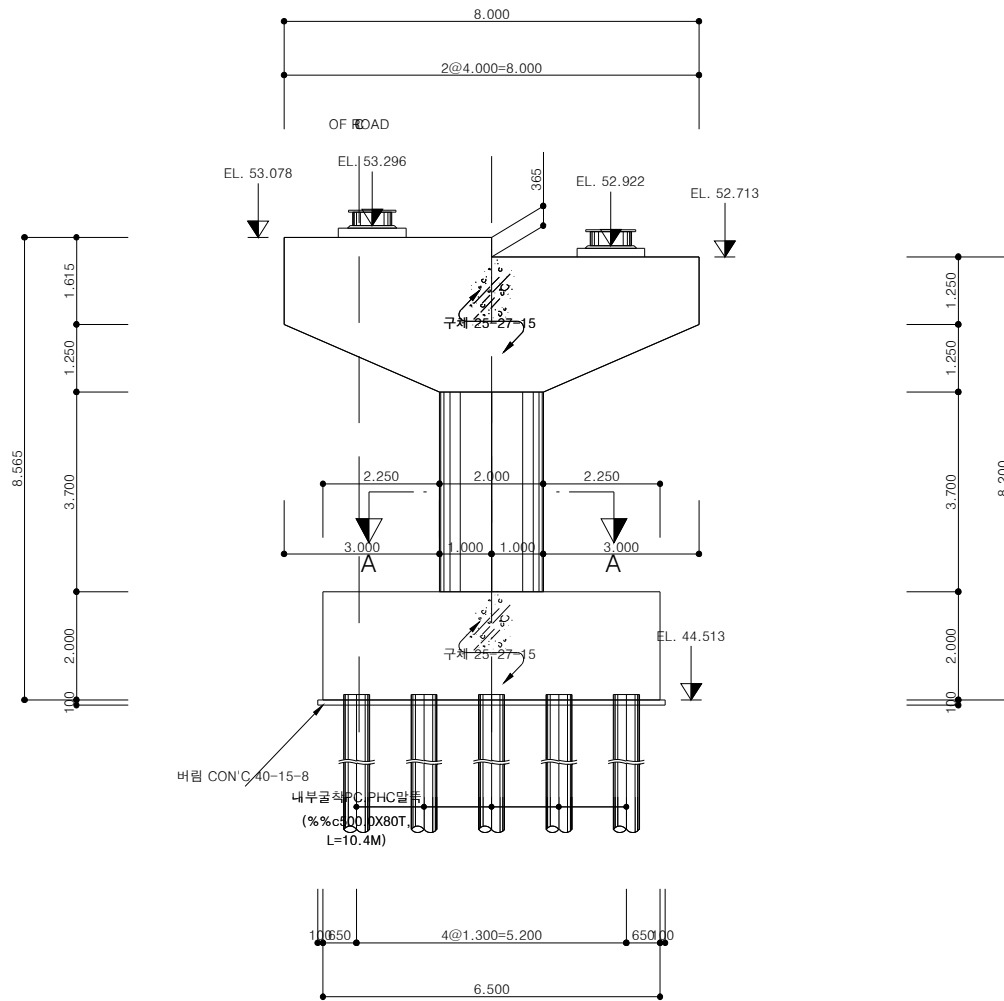
3.5 설 계 방 법

1) 안 정 성 검 토	: 허용응력 설계법
2) 단 면 설 계	: 극한강도 설계법

3.6 참 고 문 헌

1) 도로교 설계기준	: 국토해양부 (2010)
2) 콘크리트구조 설계기준	: 한국콘크리트학회 (2007)
3) 도로설계 편람	: 국토해양부 (2000)
4) 도로 설계 요령	: 한국도로공사 (2002)

4. 단 면 가 정



5. 하 중 계 산

5.1 상부반력 및 교각자중

교좌번호	고정 하중(D)	활하중(L)		
		만재하시(L1)	좌측편재하(L2)	우측편재하(L3)
1	2253.596	1270.541	922.390	55.157
2	2964.716	620.513	105.680	929.147
계	5218.312	1891.054	1028.070	984.304

※ 교각자중은 25.000 kN/m³ 의 값을 프로그램에서 자동재하

5.2 풍 하 중

1) 교축직각방향 (W-TR)

① 상부구조에 작용하는 풍하중

$$B/D = 9.170 / 4.790 = 1.914 \quad [1 \leq B/D < 8]$$

$$W1 = [4.0 - 0.2 \times (9.170 / 4.790)] \times 4.790 = 17.3 \text{ kN/m} \geq 6.0 \text{ 이므로}$$

$$= 17.326 \text{ kN/m}$$

$$P1 = 17.326 \times (40.150 + 40.000) / 2 \times \sin 90.0$$

$$= 694.339 \text{ kN}$$

$$\text{작용위치 } h = 4.790/2 + 0.500 + 0.808 = 3.703 \text{ m}$$

$$\text{작용모멘트 } My = Ph \times h = 694.339 \times 3.703 = 2570.79 \text{ kN.m}$$

② 하부구조에 작용하는 풍하중

$$W'_{\text{copping}} = 3.000 \times 2.865 \times 2.400 = 20.628 \text{ kN}$$

$$W'_{\text{column}} = 1.500 \times 2.000 = 3 \text{ kN/m (풍상측)}$$

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용 한다.

2) 교축방향 (W-L0)

① 하부구조에 작용하는 풍하중

$$W'_{\text{copping}} = 53.127 \text{ kN (Copping 높이에 따라 재하)}$$

$$W'_{\text{column}} = 1.500 \times 2.000 = 3 \text{ kN/m}$$

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용 한다.

5.3 활하중에 작용하는 풍하중

활하중에 재하되는 풍하중에 대하여는 교면상 1.5m 위치에서 1500 N/m의 풍하중이 재하되는 것으로 한다. [도로설계기준 P19]

$$Ph = 1.500 \times (40.150 + 40.000)/2 \times \sin 90.0 = 60.113 \text{ kN}$$

$$\text{작용위치 } h = 2.654 + 1.500 + 0.808 = 4.961 \text{ m}$$

$$\text{작용모멘트 } My = Ph \times h = 60.113 \times 4.961 = 298.248 \text{ kN.m}$$

5.4 온도하중 산정

1) 교축직각방향 (G-TR)

연평균 온도변화차 $\Delta T = 10^{\circ}\text{C}$ 적용

2) 교축방향 (G-L0)

① 교각의 종방향 변위를 유발하는 수평력

$$\delta = \alpha \times \Delta T \times L = 0.000012 \times 25.0 \times 50.0 = 0.015 \text{ m}$$

$$\delta = \frac{P \times L^3}{3 \times E \times I} \quad P_h = \frac{3 \times E \times I \times \delta}{L^3}$$

$$P_h = 3 \times 27804000 \times 0.78540 \times 1\text{EA} \times 0.01500 / 6.565^3 \times \sin 90.0$$

$$= 3473.006 \text{ kN}$$

② 교량받침에 의한 수평력

$$\text{상부고정하중} : V_d = 5218.312 \text{ kN}$$

$$\text{교량받침마찰계수} : \mu = 0.150$$

$$P_h = \mu \times W = 5218.312 \times 0.150 \times \sin 90.0$$

$$= 782.747 \text{ kN}$$

☞ 수평력은 ①, ② 중 작은 값 782.747 kN을 적용한다.

③ 작용 모멘트

$$M_h = 782.747 \times (0.500 + 1.615/2) = 1023.441 \text{ kN.m}$$

5.5 원심하중 (CF)

$$CF = 0.79 \times V^2 / R (\%)$$

$$= 0.79 \times 60.000^2 / 160.000$$

$$= 17.775 \%$$

CF : 원심하중으로서 충격을 포함하지 않은 활하중의 백분율

V : 설계속도(km/h), R : 곡선반경 (m)

$$\text{작용위치} \quad h = 2.654 + 1.800 + 0.808 = 5.261 \text{ m}$$

$$\text{작용수평력} \quad P_{cf} = 17.775 \times 1891.054 / 100 = 336.135 \text{ kN}$$

$$\text{작용모멘트} \quad M_y = P_{cf} \times h = 336.135 \times 5.261 = 1768.573 \text{ kN.m}$$

5.6 지진에 의한 하중 : 내진해석 참조

구 분			교 축 방 향			교 축 직 각 방 향		
위치	하중경우	기동	전단력	모멘트	변위(m)	전단력	모멘트	변위(m)
기동상단	하중경우 1	기동 1	936.380	1795.210	0.00000	348.240	1192.580	0.00000
	하중경우 2	기동 1	467.820	896.400	0.00000	834.270	2830.860	0.00000
기동하단	하중경우 1	기동 1	1165.750	5869.750	0.00000	411.820	2587.690	0.00000
	하중경우 2	기동 1	580.430	2866.110	0.00000	935.910	6098.220	0.00000

5.7 하중조합 : 사용하중 검토시

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	CF
SVB01	1.00	1.00								1.00
SVB02	1.00		1.00							1.00
SVB03	1.00			1.00						1.00
SVB04	1.00				1.00					
SVB05	1.00	1.00			0.50	1.00				1.00
SVB06	1.00		1.00		0.50	1.00				1.00
SVB07	1.00			1.00	0.50	1.00				1.00
SVB08	1.00	1.00					1.00	1.00		1.00
SVB09	1.00	1.00					-1.00	1.00		1.00
SVB10	1.00		1.00				1.00	1.00		1.00
SVB11	1.00		1.00				-1.00	1.00		1.00
SVB12	1.00			1.00			1.00	1.00		1.00
SVB13	1.00			1.00			-1.00	1.00		1.00
SVB14	1.00				1.00		1.00	1.00		
SVB15	1.00				1.00		-1.00	1.00		
SVB16	1.00	1.00			0.50	1.00	1.00	1.00		1.00
SVB17	1.00	1.00			0.50	1.00	-1.00	1.00		1.00
SVB18	1.00		1.00		0.50	1.00	1.00	1.00		1.00
SVB19	1.00		1.00		0.50	1.00	-1.00	1.00		1.00
SVB20	1.00			1.00	0.50	1.00	1.00	1.00		1.00
SVB21	1.00			1.00	0.50	1.00	-1.00	1.00		1.00
SVB22	1.00								1.00	

- D = 고정하중 또는 이에 따른 단면력
 L = 활하중 또는 이에 따른 단면력
 W = 풍하중 또는 이에 따른 단면력
 WL = 차량활하중에 작용하는 풍하중 또는 이에 따른 단면력
 E = 지진하중 또는 이에 따른 단면력
 CO = 충돌하중 또는 이에 따른 단면력
 G = 부등침하, 크리프, 건조수축, 제작 또는 시공시 치수착오, 습도변화 또는 온도변화등으로 인한 팽창 또는 수축변형으로 유발된 변형력 또는 이에 따른 단면력
 Q = 부력 또는 양압력, 수압, 파압 등의 하중 또는 이에 따른 단면력
 CF = 원심하중 또는 이에 따른 단면력
- ※ 위 테이블에 표시된 SVB는 교축방향이며, 모델링상의 SV0 는 교직방향을 나타냅니다.
 SVB 와 SV0 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

5.8 하중조합 : 계수하중 검토시

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	CF
ULB01	1.30	2.15								1.30
ULB02	1.30		2.15							1.30
ULB03	1.30			2.15						1.30
ULB04	1.30				1.30					
ULB05	1.30	1.30			0.65	1.30				1.30
ULB06	1.30		1.30		0.65	1.30				1.30
ULB07	1.30			1.30	0.65	1.30				1.30
ULB08	1.30	1.30					1.30	1.30		1.30
ULB09	1.30	1.30					-1.30	1.30		1.30
ULB10	1.30		1.30				1.30	1.30		1.30
ULB11	1.30		1.30				-1.30	1.30		1.30
ULB12	1.30			1.30			1.30	1.30		1.30
ULB13	1.30			1.30			-1.30	1.30		1.30
ULB14	1.25				1.25		1.25	1.30		
ULB15	1.25				1.25		-1.25	1.30		
ULB16	1.25	1.25			0.63	1.25	1.25	1.30		1.25
ULB17	1.25	1.25			0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
ULB18	1.25		1.25		0.63	1.25	1.25	1.30		1.25
ULB19	1.25		1.25		0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
ULB20	1.25			1.25	0.63	1.25	1.25	1.30		1.25
ULB21	1.25			1.25	0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
ULB22	1.00								1.00	
ULB23	1.30	1.30								1.30
ULB24	1.30		1.30							1.30
ULB25	1.30			1.30						1.30
ULB26	1.20				1.20					

※이며, 모델링상의 UL0 는 교직방향을 나타냅니다.

ULB 와 UL0 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

5.9 하중조합 : 계수하중 검토시 (최대편심)

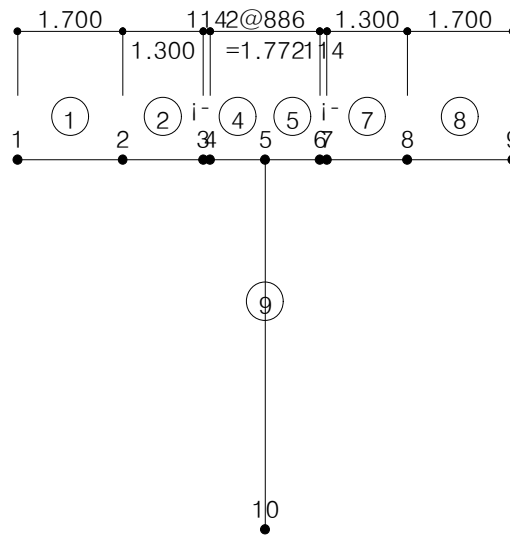
구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	CF
UEB01	1.00	2.15								1.30
UEB02	1.00		2.15							1.30
UEB03	1.00			2.15						1.30
UEB04	1.00				1.30					
UEB05	1.00	1.30			0.65	1.30				1.30
UEB06	1.00		1.30		0.65	1.30				1.30
UEB07	1.00			1.30	0.65	1.30				1.30
UEB08	1.00	1.30					1.30	1.30		1.30
UEB09	1.00	1.30					-1.30	1.30		1.30
UEB10	1.00		1.30				1.30	1.30		1.30
UEB11	1.00		1.30				-1.30	1.30		1.30
UEB12	1.00			1.30			1.30	1.30		1.30
UEB13	1.00			1.30			-1.30	1.30		1.30
UEB14	0.95				1.25		1.25	1.30		
UEB15	0.95				1.25		-1.25	1.30		
UEB16	0.95	1.25			0.63	1.25	1.25	1.30		1.25
UEB17	0.95	1.25			0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
UEB18	0.95		1.25		0.63	1.25	1.25	1.30		1.25
UEB19	0.95		1.25		0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
UEB20	0.95			1.25	0.63	1.25	1.25	1.30		1.25
UEB21	0.95			1.25	0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
UEB22	1.00								1.00	
UEB23	1.00	1.30								1.30
UEB24	1.00		1.30							1.30
UEB25	1.00			1.30						1.30
UEB26	0.90				1.20					

※이며, 모델링상의 UE0 는 교직방향을 나타냅니다.

UEB 와 UE0 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

6. 구조 해석

6.1 해석 모델링



6.2 절점 좌표

절점	X	Z	절점	X	Z
1	0.000	5.758	6	4.886	5.758
2	1.700	5.758	7	5.000	5.758
3	3.000	5.758	8	6.300	5.758
4	3.114	5.758	9	8.000	5.758
5	4.000	5.758	10	4.000	0.000

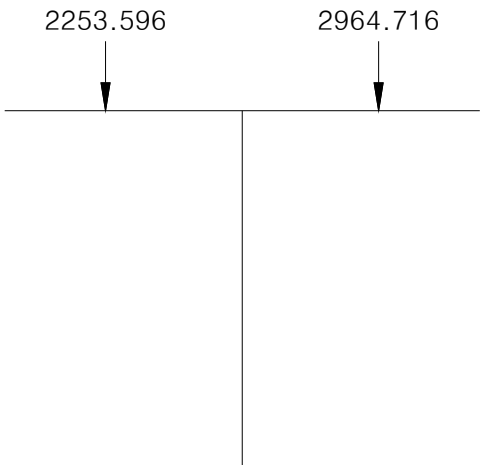
6.3 단면 제원

구분	B(m)	H(m)	A(m ²)	I ₂₂ (m ⁴)	I ₃₃ (m ⁴)	적용절점
①	2.400	1.250	3.000	1.440000	0.390625	9
②	2.400	1.615	3.876	1.860480	0.842457	1
③	2.400	1.958	4.699	2.255616	1.501302	8
④	2.400	2.323	5.575	2.676096	2.507134	2
⑤	2.400	2.500	6.000	2.880000	3.125000	5~7
⑥	2.400	2.865	6.876	3.300480	4.703313	3, 4
⑦	2.000	0.000	3.142	0.785398	0.785398	기둥상단
⑧	2.000	0.000	3.142	0.785398	0.785398	기둥하단

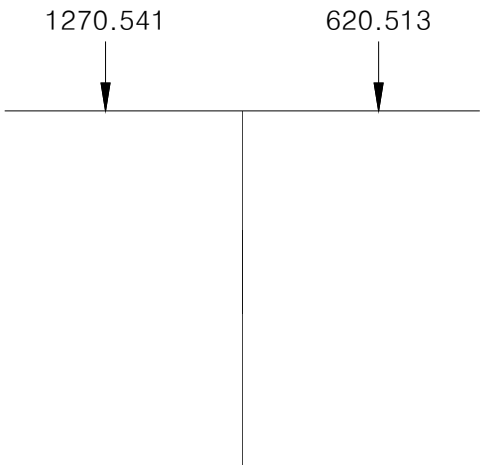
6.4 하중재하도

1) 연직하중

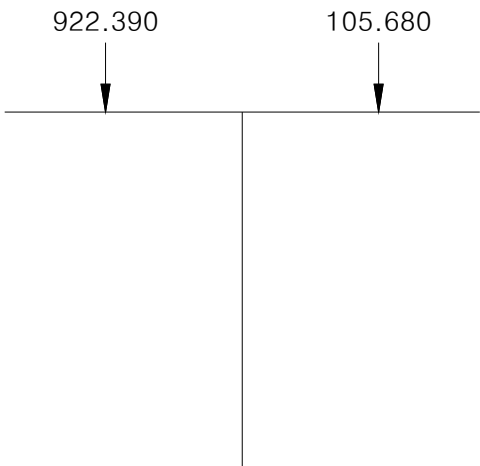
① 고정하중 (D)



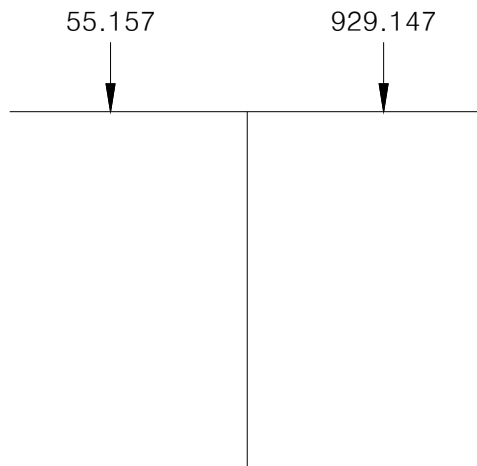
② 활하중 : 만재하시 (L1)



③ 활하중 : 좌측 편재하시 (L2)



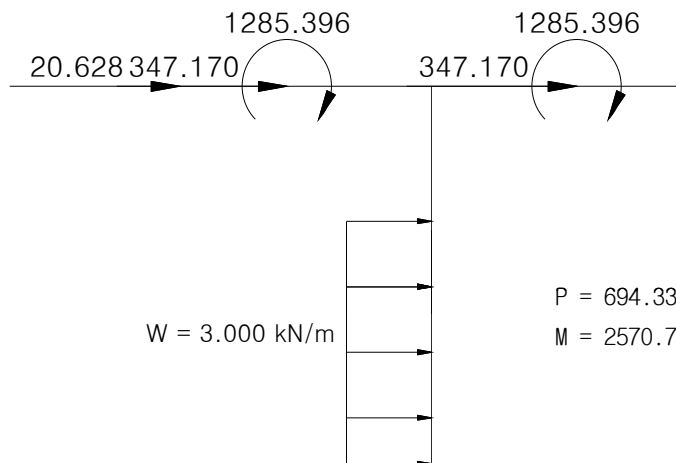
④ 활하중 : 우측 편재하시 (L3)



2) 수평하중

① 교축직각 방향

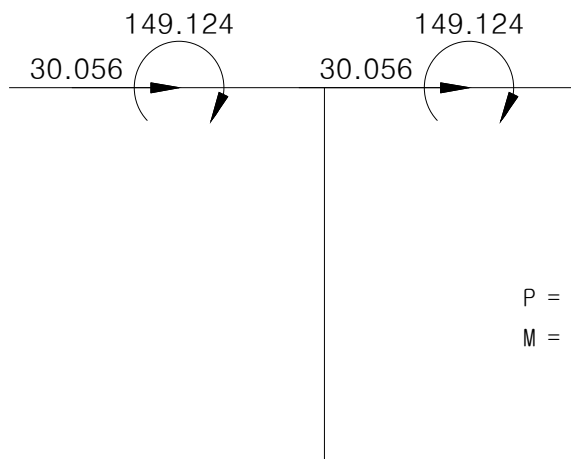
㉠ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-TR)



$$P = 694.339/2EA = 347.170 \text{ kN}$$

$$M = 2570.792/2EA = 1285.396 \text{ kN}$$

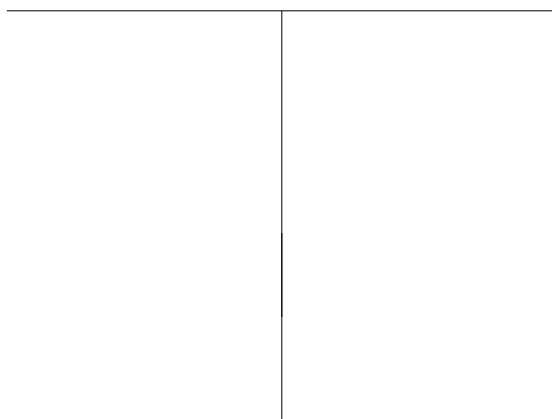
㉞ 풍하중 : 활하중에 재하되는 풍하중 (WL)



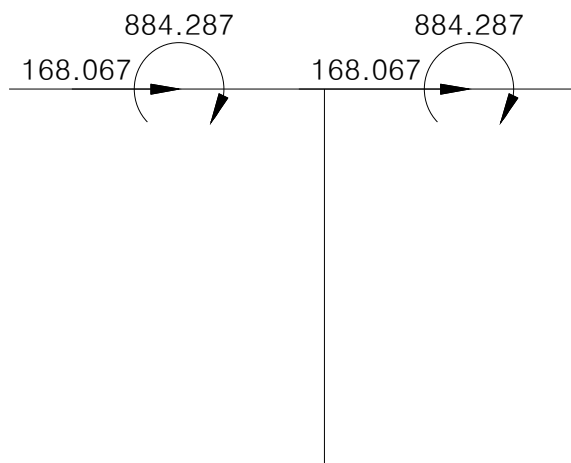
$$P = 60.113/2EA = 30.056 \text{ kN}$$

$$M = 298.248/2EA = 149.124 \text{ kN}$$

㉞ 온도하중 (G-TR) : 온도변화범위 $\Delta T_x = 10^\circ\text{C}$

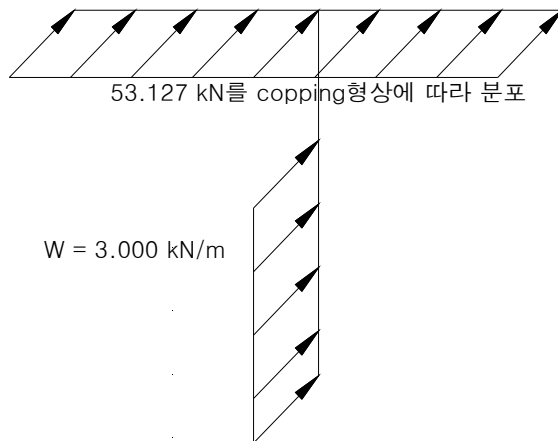


㉞ 원심하중 (CF) : 둘 중에 큰 값을 적용한다.

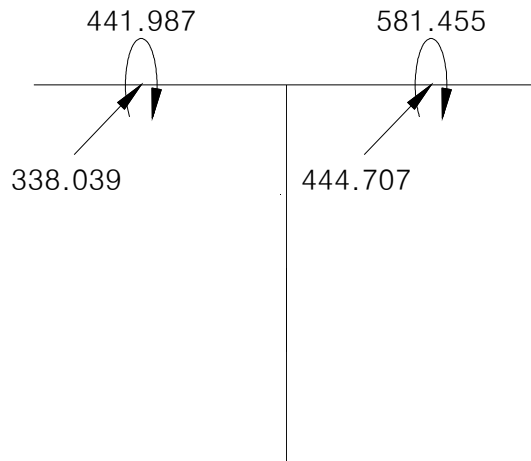


② 교축 방향

㉠ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-L0)



㉡ 온도하중 (G-L01) : $P = 782.747 / 2EA = 391.373 \text{ kN}$ $M = 1023.441 / 2EA = 511.721 \text{ kN.m}$



7. 해석결과 집계

7.1 하중별 부재력 집계

① 기동 : 부재번호 9

(교직방향)

하중	기동상단			기동하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-6442.456	1460.376	0.000	-6733.053	1460.376	0.000	
L1	-1891.053	-1495.062	0.000	-1891.053	-1495.062	0.000	
L2	-1028.070	-1878.433	0.000	-1028.070	-1878.433	0.000	
L3	-984.304	2010.176	0.000	-984.304	2010.176	0.000	
W-TR	0.000	4041.847	-714.968	0.000	6707.761	-726.067	
WL	0.000	421.930	-60.113	0.000	644.346	-60.113	
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-TR	0.000	2830.860	834.270	0.000	6098.220	935.910	
CF	0.000	2460.170	-336.134	0.000	3703.866	-336.134	

(교측방향)

하중	기동상단			기동하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-6442.456	0.000	0.000	-6733.053	0.000	0.000	
L1	-1891.053	0.000	0.000	-1891.053	0.000	0.000	
L2	-1028.070	0.000	0.000	-1028.070	0.000	0.000	
L3	-984.304	0.000	0.000	-984.304	0.000	0.000	
W-L0	0.000	-109.309	53.127	0.000	-326.411	64.226	
WL	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
G-L02	0.000	-2633.942	782.746	0.000	-5530.102	782.746	
E-L0	0.000	1795.210	936.380	0.000	5869.750	1165.750	
CF	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	

② 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재4, 절점4)		우측 (부재5, 절점6)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-3782.176	2676.367	-4681.517	-3319.290	
L1	-1796.544	1270.540	-877.405	-620.513	
L2	-1304.259	922.390	-149.432	-105.680	
L3	-77.992	55.157	-1313.814	-929.147	
W-L0	0.000	0.000	0.000	0.000	
W-TR	1285.400	0.000	-1285.400	0.000	
WL	149.124	0.000	-149.124	0.000	
G-L02	0.000	0.000	0.000	0.000	
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-L0	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	
CF	884.287	0.000	-884.287	0.000	

③ 두부보 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점8)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	-160.482	2454.438	-128.836	-3128.328
L1	0.000	1270.540	0.000	-620.513
L2	0.000	922.390	0.000	-105.680
L3	0.000	55.157	0.000	-929.147
W-L0	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	1285.400	0.000	-1285.400	0.000
WL	149.124	0.000	-149.124	0.000
G-L02	0.000	0.000	0.000	0.000
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000
E-L0	0.000	0.000	0.000	0.000
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000
CF	884.287	0.000	-884.287	0.000

7.2 사용하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 9

(교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-8333.509	2425.484	-336.134	-8624.106	3669.179	-336.134	
SV002	-7470.526	2042.113	-336.134	-7761.123	3285.809	-336.134	
SV003	-7426.760	5930.722	-336.134	-7717.357	7174.418	-336.134	
SV004	-6442.456	5502.223	-714.968	-6733.053	8168.137	-726.067	
SV005	-8333.509	4868.337	-753.731	-8624.106	7667.406	-759.280	
SV006	-7470.526	4484.966	-753.731	-7761.123	7284.035	-759.280	
SV007	-7426.760	8373.575	-753.731	-7717.357	11172.644	-759.280	
SV008	-8333.509	2425.484	-336.134	-8624.106	3669.179	-336.134	
SV009	-8333.509	2425.484	-336.134	-8624.106	3669.179	-336.134	
SV010	-7470.526	2042.113	-336.134	-7761.123	3285.809	-336.134	
SV011	-7470.526	2042.113	-336.134	-7761.123	3285.809	-336.134	
SV012	-7426.760	5930.722	-336.134	-7717.357	7174.418	-336.134	
SV013	-7426.760	5930.722	-336.134	-7717.357	7174.418	-336.134	
SV014	-6442.456	5502.223	-714.968	-6733.053	8168.137	-726.067	
SV015	-6442.456	5502.223	-714.968	-6733.053	8168.137	-726.067	
SV016	-8333.509	4868.337	-753.731	-8624.106	7667.406	-759.280	
SV017	-8333.509	4868.337	-753.731	-8624.106	7667.406	-759.280	
SV018	-7470.526	4484.966	-753.731	-7761.123	7284.035	-759.280	
SV019	-7470.526	4484.966	-753.731	-7761.123	7284.035	-759.280	
SV020	-7426.760	8373.575	-753.731	-7717.357	11172.644	-759.280	
SV021	-7426.760	8373.575	-753.731	-7717.357	11172.644	-759.280	
SV022	-6442.456	4291.236	834.270	-6733.053	7558.596	935.910	

2) 교축방향

(교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SVB01	-8333.509	0.000	0.000	-8624.106	0.000	0.000	
SVB02	-7470.526	0.000	0.000	-7761.123	0.000	0.000	
SVB03	-7426.760	0.000	0.000	-7717.357	0.000	0.000	
SVB04	-6442.456	-109.309	53.127	-6733.053	-326.411	64.226	
SVB05	-8333.509	-54.654	26.564	-8624.106	-163.206	32.113	
SVB06	-7470.526	-54.654	26.564	-7761.123	-163.206	32.113	
SVB07	-7426.760	-54.654	26.564	-7717.357	-163.206	32.113	
SVB08	-8333.509	-2633.942	782.746	-8624.106	-5530.102	782.746	
SVB09	-8333.509	2633.942	-782.746	-8624.106	5530.102	-782.746	
SVB10	-7470.526	-2633.942	782.746	-7761.123	-5530.102	782.746	
SVB11	-7470.526	2633.942	-782.746	-7761.123	5530.102	-782.746	
SVB12	-7426.760	-2633.942	782.746	-7717.357	-5530.102	782.746	
SVB13	-7426.760	2633.942	-782.746	-7717.357	5530.102	-782.746	
SVB14	-6442.456	-2743.251	835.873	-6733.053	-5856.513	846.972	
SVB15	-6442.456	2524.633	-729.619	-6733.053	5203.691	-718.520	
SVB16	-8333.509	-2688.596	809.309	-8624.106	-5693.308	814.859	
SVB17	-8333.509	2579.287	-756.183	-8624.106	5366.897	-750.633	
SVB18	-7470.526	-2688.596	809.309	-7761.123	-5693.308	814.859	
SVB19	-7470.526	2579.287	-756.183	-7761.123	5366.897	-750.633	
SVB20	-7426.760	-2688.596	809.309	-7717.357	-5693.308	814.859	
SVB21	-7426.760	2579.287	-756.183	-7717.357	5366.897	-750.633	
SVB22	-6442.456	1795.210	936.380	-6733.053	5869.750	1165.750	

3) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재4, 절점4)		우측 (부재5, 절점6)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-4694.432	3946.907	-6443.210	-3939.803	
SV002	-4202.148	3598.757	-5715.236	-3424.970	
SV003	-2975.881	2731.524	-6879.618	-4248.437	
SV004	-2496.776	2676.367	-5966.917	-3319.290	
SV005	-3902.608	3946.907	-7235.034	-3939.803	
SV006	-3410.324	3598.757	-6507.060	-3424.970	
SV007	-2184.057	2731.524	-7671.442	-4248.437	
SV008	-4694.432	3946.907	-6443.210	-3939.803	
SV009	-4694.432	3946.907	-6443.210	-3939.803	
SV010	-4202.148	3598.757	-5715.236	-3424.970	
SV011	-4202.148	3598.757	-5715.236	-3424.970	
SV012	-2975.881	2731.524	-6879.618	-4248.437	
SV013	-2975.881	2731.524	-6879.618	-4248.437	
SV014	-2496.776	2676.367	-5966.917	-3319.290	
SV015	-2496.776	2676.367	-5966.917	-3319.290	
SV016	-3902.608	3946.907	-7235.034	-3939.803	

SV017	-3902.608	3946.907	-7235.034	-3939.803	
SV018	-3410.324	3598.757	-6507.060	-3424.970	
SV019	-3410.324	3598.757	-6507.060	-3424.970	
SV020	-2184.057	2731.524	-7671.442	-4248.437	
SV021	-2184.057	2731.524	-7671.442	-4248.437	
SV022	-3782.176	2676.367	-4681.517	-3319.290	

② 두부보 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점8)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	723.805	3724.978	-1013.123	-3748.841
SV002	723.805	3376.828	-1013.123	-3234.008
SV003	723.805	2509.595	-1013.123	-4057.475
SV004	1124.918	2454.438	-1414.236	-3128.328
SV005	1515.629	3724.978	-1804.947	-3748.841
SV006	1515.629	3376.828	-1804.947	-3234.008
SV007	1515.629	2509.595	-1804.947	-4057.475
SV008	723.805	3724.978	-1013.123	-3748.841
SV009	723.805	3724.978	-1013.123	-3748.841
SV010	723.805	3376.828	-1013.123	-3234.008
SV011	723.805	3376.828	-1013.123	-3234.008
SV012	723.805	2509.595	-1013.123	-4057.475
SV013	723.805	2509.595	-1013.123	-4057.475
SV014	1124.918	2454.438	-1414.236	-3128.328
SV015	1124.918	2454.438	-1414.236	-3128.328
SV016	1515.629	3724.978	-1804.947	-3748.841
SV017	1515.629	3724.978	-1804.947	-3748.841
SV018	1515.629	3376.828	-1804.947	-3234.008
SV019	1515.629	3376.828	-1804.947	-3234.008
SV020	1515.629	2509.595	-1804.947	-4057.475
SV021	1515.629	2509.595	-1804.947	-4057.475
SV022	-160.482	2454.438	-128.836	-3128.328

7.3 계수하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 9

(교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-12440.956	1882.326	-436.974	-12818.732	3499.130	-436.974	
UL002	-10585.543	1058.078	-436.974	-10963.319	2674.883	-436.974	
UL003	-10491.446	9418.588	-436.974	-10869.223	11035.393	-436.974	
UL004	-8375.192	7152.889	-929.458	-8752.968	10618.578	-943.888	
UL005	-10833.561	6328.838	-979.850	-11211.337	9967.628	-987.064	
UL006	-9711.683	5830.455	-979.850	-10089.459	9469.246	-987.064	
UL007	-9654.788	10885.648	-979.850	-10032.564	14524.438	-987.064	
UL008	-10833.561	3153.129	-436.974	-11211.337	4769.933	-436.974	
UL009	-10833.561	3153.129	-436.974	-11211.337	4769.933	-436.974	
UL010	-9711.683	2654.747	-436.974	-10089.459	4271.551	-436.974	
UL011	-9711.683	2654.747	-436.974	-10089.459	4271.551	-436.974	
UL012	-9654.788	7709.939	-436.974	-10032.564	9326.743	-436.974	
UL013	-9654.788	7709.939	-436.974	-10032.564	9326.743	-436.974	
UL014	-8053.069	6877.778	-893.710	-8416.316	10210.171	-907.584	
UL015	-8053.069	6877.778	-893.710	-8416.316	10210.171	-907.584	
UL016	-10416.886	6085.421	-942.163	-10780.132	9584.258	-949.100	
UL017	-10416.886	6085.421	-942.163	-10780.132	9584.258	-949.100	
UL018	-9338.157	5606.207	-942.163	-9701.403	9105.044	-949.100	
UL019	-9338.157	5606.207	-942.163	-9701.403	9105.044	-949.100	
UL020	-9283.450	10466.969	-942.163	-9646.696	13965.806	-949.100	
UL021	-9283.450	10466.969	-942.163	-9646.696	13965.806	-949.100	
UL022	-6442.456	4291.236	834.270	-6733.053	7558.596	935.910	
UL023	-10833.561	3153.129	-436.974	-11211.337	4769.933	-436.974	
UL024	-9711.683	2654.747	-436.974	-10089.459	4271.551	-436.974	
UL025	-9654.788	7709.939	-436.974	-10032.564	9326.743	-436.974	
UL026	-7730.947	6602.667	-857.962	-8079.663	9801.764	-871.281	

2) 교축직각방향(편심최대)

① 기동 : 부재번호 9

(교직방향)

하중	기동상단			기동하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UE001	-10508.219	1444.213	-436.974	-10798.817	3061.018	-436.974	
UE002	-8652.806	619.966	-436.974	-8943.403	2236.770	-436.974	
UE003	-8558.710	8980.476	-436.974	-8849.307	10597.280	-436.974	
UE004	-6442.456	6714.777	-929.458	-6733.053	10180.465	-943.888	
UE005	-8900.824	5890.725	-979.850	-9191.422	9529.515	-987.064	
UE006	-7778.947	5392.343	-979.850	-8069.544	9031.133	-987.064	
UE007	-7722.051	10447.535	-979.850	-8012.648	14086.325	-987.064	
UE008	-8900.824	2715.016	-436.974	-9191.422	4331.820	-436.974	
UE009	-8900.824	2715.016	-436.974	-9191.422	4331.820	-436.974	
UE010	-7778.947	2216.634	-436.974	-8069.544	3833.438	-436.974	
UE011	-7778.947	2216.634	-436.974	-8069.544	3833.438	-436.974	
UE012	-7722.051	7271.826	-436.974	-8012.648	8888.630	-436.974	
UE013	-7722.051	7271.826	-436.974	-8012.648	8888.630	-436.974	
UE014	-6120.333	6439.666	-893.710	-6396.400	9772.058	-907.584	
UE015	-6120.333	6439.666	-893.710	-6396.400	9772.058	-907.584	
UE016	-8484.149	5647.308	-942.163	-8760.216	9146.145	-949.100	
UE017	-8484.149	5647.308	-942.163	-8760.216	9146.145	-949.100	
UE018	-7405.420	5168.094	-942.163	-7681.487	8666.931	-949.100	
UE019	-7405.420	5168.094	-942.163	-7681.487	8666.931	-949.100	
UE020	-7350.713	10028.856	-942.163	-7626.780	13527.693	-949.100	
UE021	-7350.713	10028.856	-942.163	-7626.780	13527.693	-949.100	
UE022	-6442.456	2403.996	834.270	-6733.053	3493.116	935.910	
UE023	-8900.824	2715.016	-436.974	-9191.422	4331.820	-436.974	
UE024	-7778.947	2216.634	-436.974	-8069.544	3833.438	-436.974	
UE025	-7722.051	7271.826	-436.974	-8012.648	8888.630	-436.974	
UE026	-5798.210	6164.554	-857.962	-6059.747	9363.651	-871.281	

3) 교축방향

(교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-12440.956	0.000	0.000	-12818.732	0.000	0.000	
ULB02	-10585.543	0.000	0.000	-10963.319	0.000	0.000	
ULB03	-10491.446	0.000	0.000	-10869.223	0.000	0.000	
ULB04	-8375.192	-142.101	69.065	-8752.968	-424.334	83.494	
ULB05	-10833.561	-71.051	34.533	-11211.337	-212.167	41.747	
ULB06	-9711.683	-71.051	34.533	-10089.459	-212.167	41.747	
ULB07	-9654.788	-71.051	34.533	-10032.564	-212.167	41.747	
ULB08	-10833.561	-3424.124	1017.570	-11211.337	-7189.133	1017.570	
ULB09	-10833.561	3424.124	-1017.570	-11211.337	7189.133	-1017.570	
ULB10	-9711.683	-3424.124	1017.570	-10089.459	-7189.133	1017.570	
ULB11	-9711.683	3424.124	-1017.570	-10089.459	7189.133	-1017.570	
ULB12	-9654.788	-3424.124	1017.570	-10032.564	-7189.133	1017.570	
ULB13	-9654.788	3424.124	-1017.570	-10032.564	7189.133	-1017.570	
ULB14	-8053.069	-3429.063	1044.841	-8416.316	-7320.642	1058.715	
ULB15	-8053.069	3155.791	-912.024	-8416.316	6504.614	-898.150	
ULB16	-10416.886	-3360.745	1011.637	-10780.132	-7116.635	1018.574	
ULB17	-10416.886	3224.109	-945.228	-10780.132	6708.621	-938.291	
ULB18	-9338.157	-3360.745	1011.637	-9701.403	-7116.635	1018.574	
ULB19	-9338.157	3224.109	-945.228	-9701.403	6708.621	-938.291	
ULB20	-9283.450	-3360.745	1011.637	-9646.696	-7116.635	1018.574	
ULB21	-9283.450	3224.109	-945.228	-9646.696	6708.621	-938.291	
ULB22	-6442.456	1795.210	936.380	-6733.053	5869.750	1165.750	
ULB23	-10833.561	0.000	0.000	-11211.337	0.000	0.000	
ULB24	-9711.683	0.000	0.000	-10089.459	0.000	0.000	
ULB25	-9654.788	0.000	0.000	-10032.564	0.000	0.000	
ULB26	-7730.947	-131.171	63.752	-8079.663	-391.693	77.072	

4) 교축방향(편심최대)

(교축방향)

하중	기동상단			기동하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UEB01	-10508.219	0.000	0.000	-10798.817	0.000	0.000	
UEB02	-8652.806	0.000	0.000	-8943.403	0.000	0.000	
UEB03	-8558.710	0.000	0.000	-8849.307	0.000	0.000	
UEB04	-6442.456	-142.101	69.065	-6733.053	-424.334	83.494	
UEB05	-8900.824	-71.051	34.533	-9191.422	-212.167	41.747	
UEB06	-7778.947	-71.051	34.533	-8069.544	-212.167	41.747	
UEB07	-7722.051	-71.051	34.533	-8012.648	-212.167	41.747	
UEB08	-8900.824	-3424.124	1017.570	-9191.422	-7189.133	1017.570	
UEB09	-8900.824	3424.124	-1017.570	-9191.422	7189.133	-1017.570	
UEB10	-7778.947	-3424.124	1017.570	-8069.544	-7189.133	1017.570	
UEB11	-7778.947	3424.124	-1017.570	-8069.544	7189.133	-1017.570	
UEB12	-7722.051	-3424.124	1017.570	-8012.648	-7189.133	1017.570	
UEB13	-7722.051	3424.124	-1017.570	-8012.648	7189.133	-1017.570	
UEB14	-6120.333	-3429.063	1044.841	-6396.400	-7320.642	1058.715	
UEB15	-6120.333	3155.791	-912.024	-6396.400	6504.614	-898.150	
UEB16	-8484.149	-3360.745	1011.637	-8760.216	-7116.635	1018.574	
UEB17	-8484.149	3224.109	-945.228	-8760.216	6708.621	-938.291	
UEB18	-7405.420	-3360.745	1011.637	-7681.487	-7116.635	1018.574	
UEB19	-7405.420	3224.109	-945.228	-7681.487	6708.621	-938.291	
UEB20	-7350.713	-3360.745	1011.637	-7626.780	-7116.635	1018.574	
UEB21	-7350.713	3224.109	-945.228	-7626.780	6708.621	-938.291	
UEB22	-6442.456	598.403	936.380	-6733.053	1956.583	1165.750	
UEB23	-8900.824	0.000	0.000	-9191.422	0.000	0.000	
UEB24	-7778.947	0.000	0.000	-8069.544	0.000	0.000	
UEB25	-7722.051	0.000	0.000	-8012.648	0.000	0.000	
UEB26	-5798.210	-131.171	63.752	-6059.747	-391.693	77.072	

5) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재4, 절점4)		우측 (부재5, 절점6)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-7629.824	6210.938	-9121.967	-5649.180	
UL002	-6571.413	5462.415	-7556.823	-4542.289	
UL003	-3934.939	3597.865	-10060.245	-6312.743	
UL004	-3245.809	3479.277	-7756.993	-4315.077	
UL005	-5073.391	5130.979	-9405.544	-5121.744	
UL006	-4433.422	4678.384	-8459.178	-4452.461	
UL007	-2839.274	3550.981	-9972.875	-5522.968	
UL008	-6102.762	5130.979	-8376.173	-5121.744	
UL009	-6102.762	5130.979	-8376.173	-5121.744	
UL010	-5462.793	4678.384	-7429.807	-4452.461	
UL011	-5462.793	4678.384	-7429.807	-4452.461	
UL012	-3868.646	3550.981	-8943.504	-5522.968	
UL013	-3868.646	3550.981	-8943.504	-5522.968	
UL014	-3120.970	3345.458	-7458.647	-4149.113	
UL015	-3120.970	3345.458	-7458.647	-4149.113	
UL016	-4878.260	4933.633	-9043.792	-4924.754	
UL017	-4878.260	4933.633	-9043.792	-4924.754	
UL018	-4262.905	4498.446	-8133.825	-4281.213	
UL019	-4262.905	4498.446	-8133.825	-4281.213	
UL020	-2730.072	3414.405	-9589.303	-5310.546	
UL021	-2730.072	3414.405	-9589.303	-5310.546	
UL022	-3782.176	2676.367	-4681.517	-3319.290	
UL023	-6102.762	5130.979	-8376.173	-5121.744	
UL024	-5462.793	4678.384	-7429.807	-4452.461	
UL025	-3868.646	3550.981	-8943.504	-5522.968	
UL026	-2996.131	3211.640	-7160.301	-3983.148	

② 두부보 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점8)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	940.947	5922.430	-1317.060	-5400.929
UL002	940.947	5173.908	-1317.060	-4294.038
UL003	940.947	3309.358	-1317.060	-6064.492
UL004	1462.394	3190.769	-1838.507	-4066.826
UL005	1970.318	4842.471	-2346.431	-4873.493
UL006	1970.318	4389.876	-2346.431	-4204.210
UL007	1970.318	3262.474	-2346.431	-5274.718
UL008	940.947	4842.471	-1317.060	-4873.493
UL009	940.947	4842.471	-1317.060	-4873.493
UL010	940.947	4389.876	-1317.060	-4204.210
UL011	940.947	4389.876	-1317.060	-4204.210
UL012	940.947	3262.474	-1317.060	-5274.718
UL013	940.947	3262.474	-1317.060	-5274.718
UL014	1406.148	3068.047	-1767.795	-3910.410
UL015	1406.148	3068.047	-1767.795	-3910.410
UL016	1894.537	4656.222	-2256.184	-4686.051
UL017	1894.537	4656.222	-2256.184	-4686.051
UL018	1894.537	4221.035	-2256.184	-4042.510
UL019	1894.537	4221.035	-2256.184	-4042.510
UL020	1894.537	3136.994	-2256.184	-5071.844
UL021	1894.537	3136.994	-2256.184	-5071.844
UL022	-160.482	2454.438	-128.836	-3128.328
UL023	940.947	4842.471	-1317.060	-4873.493
UL024	940.947	4389.876	-1317.060	-4204.210
UL025	940.947	3262.474	-1317.060	-5274.718
UL026	1349.902	2945.326	-1697.083	-3753.994

8. 두부보 설계

8.1 내민보의 설계 : 좌측 (절점 4)

1) 내민길이의 산정

: 원형이나 정다각형 기둥인 경우 내민 길이는 정사각형 기둥단면으로 치환하여 구한다.

[도로교 설계기준 5.4.4.1]

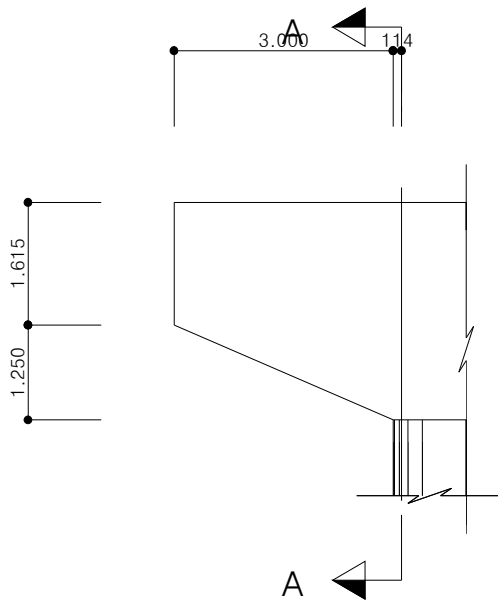
① 기둥의 단면적

$$A = \pi \times 2.000^2 / 4 = 3.142 \text{ m}^2$$

② 치환단면의 한변길이

$$L = \sqrt{3.142} = 1.772 \text{ m}$$

☞ 위험단면은 기둥끝단으로부터 $0.114\text{m}(= 1.000 - 1.772/2)$ 에 위치한다.



2) 브래킷 판정

① 위험단면에서의 작용력 : 『단면력 집계』 참조

$$V_u = 6210.938 \text{ kN} - \text{"UL0-01"}$$

$$M_u = 7629.824 \text{ kN.m}$$

$$N_u = 0.000 \text{ kN}$$

② 브래킷 판정

$$a = 7629.824 / 6210.938 = 1.228 \text{ m}$$

$$d = 2.500 - 0.144 = 2.356 \text{ m}$$

$$a/d = 1.228 / 2.356 = 0.521 \leq 1.0 \quad \therefore \text{브래킷으로 검토}$$

3) 브래킷 검토

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $\Phi=0.80$, $\Phi_f=0.80$, $\Phi_v=0.80$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	외단깊이(mm)	Vu(kN)
2400.0	2500.2	2356.1	100.0	2400.6	6210.9

$a = 1228.450 \text{ mm}$, $d = 2356.066 \text{ mm}$

$a / d (= 0.521) \leq 1 \rightarrow$ Bracket으로 설계. [콘크리트 구조설계기준] 7.9.2

지압면의 외단깊이 $\geq 0.5d$, $2400.646 \text{ mm} \geq 0.5 \times 2356.066 \text{ mm} \therefore \text{O.K}$

① 설계 단면력 산정

$$V_u = 6210.938 \text{ kN}$$

$$N_{uc} = 0.20 \times 6210.938 = 1242.188 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} M_u &= M_u' + N_{uc} \times (h - d) \\ &= 7629.824 + 1242.188 \times (2.500 - 2.356) \\ &= 7808.817 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

② 전단마찰철근(A_{vf})의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우, [도로교 설계기준] 4.4.6.4

$$\begin{aligned} V_{n\_max} &\leq 0.2 \times f_{ck} \times b_o \times d, 5.6 \times b_o \times d \\ &\leq 0.2 \times 27 \times 2400.000 \times 2356.066 = 30534.610 \text{ kN} \\ &\leq 5.6 \times 2400.000 \times 2356.066 = 31665.522 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\Phi V_{n\_max} = 0.80 \times 30534.610 = 24427.688 \text{ kN} \geq V_u (=6210.938 \text{ kN}) \therefore \text{O.K}$$

$$\begin{aligned} A_{vf} &= \frac{V_u}{\Phi_v \times f_y \times \mu} \quad (\Phi_v=0.80, \mu=1.4\lambda, \lambda=1.0; \text{일체로 친 보통 콘크리트}) \\ &= 6210938.000 / (0.80 \times 400 \times 1.4) \\ &= 13863.701 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

③ 휨모멘트 철근(A_f)의 설계

$$M_u = 7629.824 + 1242.188 \times (2.500 - 2.356) = 7808.817 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned} a &= \frac{M_u}{\Phi \times A_f \times f_y} \\ &= \frac{0.85 \times f_{ck} \times B}{2 \times f_y / (1.7 \times f_{ck} \times B)} \\ M_n &= M_u / \Phi = A_f \times f_y \times (d - a/2) \rightarrow \text{위의 } a \text{를 대입하여 } A_f \text{를 이차방정식으로 푼다.} \\ d - \sqrt{[d^2 - 4 \times M_u / (1.7 \times f_{ck} \times B \times \Phi)]} \\ A_f &= \frac{2 \times f_y / (1.7 \times f_{ck} \times B)}{2 \times f_y / (1.7 \times f_{ck} \times B)} \\ &= 10539.216 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

④ 수평인장 철근(A_n)의 설계

$$N_{uc} = 0.20 \times 6210.938 = 1242.188 \text{ kN}$$

$$A_n = N_{uc} / (\Phi \times f_y) = 3881.836 \text{ mm}^2$$

⑤ 주인장철근(As)의 산정

주인장철근의 단면적은 $(A_f + A_n)$ 과 $(2/3 A_{vf} + A_n)$ 중 큰값을 취한다.

$$\rightarrow A_s = 14421.052 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} A_{s(\min)} &= 0.04 \times (f_{ck} / f_y) \times B \times d \\ &= 0.04 \times (27 / 400) \times 2400.000 \times 2356.066 \\ &= 15267.305 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Use } A_s = 21832.900 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 } 144.10 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : H29-10.0EA + H29-9.0EA, \quad d_1 = 100.00 \text{ mm}$$

$$2\text{단} : H25-10.0EA + H25-9.0EA, \quad d_2 = 200.00 \text{ mm}$$

$$\text{Use } A_s \geq 14421.052 \text{ mm}^2, 15267.305 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

⑥ 폐쇄 스테럽, 띠철근(Ah)의 산정

$$\begin{aligned} A_h &= 0.5 \times (A_s - A_n) = 0.5 \times (14421.052 - 3881.836) \\ &= 5269.608 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{사용철근량 (1단)} : H19 - 6.0 EA = 1719.000 \text{ mm}^2$$

$$\text{철근의 배치 범위} : 2/3 d = 2/3 \times 2356.07 = 1570.71 \text{ mm} \text{ 구간에 } 8.0 \text{ 단 설치}$$

$$\blacktriangleright \text{사용철근량(8.0단)} : H19 - 48.00 EA = 13752.000 \text{ mm}^2 \geq 5269.608 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

4) 외측빔 검토 : 깊은보로 검토

: L_n 이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

$$a = 1.2 < 2d (=4.800) \quad \therefore \text{깊은 보로 전단설계}$$

$$- a/2 = 0.614 \text{ m} \quad (< d = 2.400 \text{ m}) \text{ L 위험단면 위치}$$

$$- V_u = 6084.250 \text{ kN} - \text{"UL0-01}$$

$$\text{부재번호} : 2 \text{ (I단 : 절점2, J단 : 절점3)} \quad \text{부재길이(L)} : 1.300 \text{ m}$$

$$V_{ui} = 5922.430 \text{ kN (I단)}, V_{uj} = 6185.462 \text{ kN (J단)}$$

$$\text{검토위치}(L_c) = 2.500 \text{ m (두부보 좌측단에서의 거리)}$$

$$\begin{aligned} V_u &= V_{ui} + (V_{uj} - V_{ui})/L \times (L_c - \text{I단 좌표}) \\ &= 5922.430 + (6185.462 - 5922.430)/1.300 \times (2.500 - 1.700) \\ &= 6084.250 \text{ kN} \end{aligned}$$

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	L_n (mm)	d(mm)	V_u (kN)	f_{ck} (MPa)	f_y (MPa)
2400.0	2456.9	2356.1	6084.3	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

$$\begin{aligned} \Phi_{\text{Max}} V_n &= \Phi \times 5 \times \sqrt{f_{ck}} / 6 \times b \times d \\ &= 0.80 \times 5 \times \sqrt{27} / 6 \times 2400.00 \times 2356.07 \\ &= 19587.962 \text{ kN} \geq V_u (= 6084.250 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

* 콘크리트의 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_c &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 2400.00 \times 2356.07 = 3917.592 \text{ kN} \\ &< V_u (= 6084.250 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.} \end{aligned}$$

★ 전단철근의 전단강도

㉔ 수직 전단철근

$$s = 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$A_v = H_{19} - 6.0 \text{ EA } (=1719.000 \text{ mm}^2) \geq 0.0025 \times b \times s (=1500.000 \text{ mm}^2) \quad \therefore \text{O.K}$$

㉕ 수평 전단철근

$$s_h = 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$A_{vh} = H_{19} - 6.0 \text{ EA } (=1719.000 \text{ mm}^2) \geq 0.0015 \times b \times s_h (=900.000 \text{ mm}^2) \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\rightarrow V_s = [A_v/s \times (1+L_n/d)/12 + A_{vh}/s_h \times (1+L_n/d)/12] \times f_y \times d = 6480.123 \text{ kN}$$

★ 설계 전단강도

$$\Phi V_n = \Phi \times (S_s + S_c) = 0.80 \times (6480.123 + 4896.990)$$

$$= 9101.691 \text{ kN} \geq V_u (= 6084.250 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K}$$

5) 수평력에 의한 검토

－ 교축방향 지진시 수평력과 두부보관성력으로 교축방향 모멘트를 산정

→ 두부보자중에서의 관성력 산정 : 설계수평진도 ($K_h = 0.154 \times 1.200 = 0.185$)

$$w_1 = 1.615 \times 3.114 \times 2.400 \times 25.000 \times 0.185 = 55.823 \text{ kN}$$

$$w_2 = 1.250 \times (3.114 - 0.114) / 2 \times 2.400 \times 25.000 \times 0.185 = 20.813 \text{ kN}$$

$$w_3 = 1.250 \times (3.114 - 3.000) \times 2.400 \times 25.000 \times 0.185 = 1.582 \text{ kN}$$

$$V_c = 55.823 + 20.813 + 1.582 = 78.217 \text{ kN}$$

$$M_c = 55.823 \times 1.557 + 20.813 \times 1.114 + 1.582 \times 0.057 = 110.192 \text{ kN.m}$$

$$V_u = 421.357 + 78.217(V_c)$$

$$= 499.574 \text{ kN}$$

$$M_u = 421.357 \times 1.414 + 110.192(M_c)$$

$$= 705.991 \text{ kN.m}$$

★ 단면제원 및 설계가정

$$f_{ck} = 27 \text{ MPa}, f_y = 400 \text{ MPa}, k_1 = 0.85, \Phi_f = 0.85, \Phi_v = 0.80$$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2500.2	2400.0	2300.0	100.0	706.0	499.6

★ 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 4807.300 \times 400.00 = 1922920.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 2500.161 = 57378.695 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 33.513 \text{ mm, } c = 33.513 / \beta_1 = 33.513 / 0.85 = 39.427 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2300.00 - 39.427) / 39.427 = 0.17201$$

$$\epsilon_t \geq 0.00500 \text{ 이므로 인장지배단면이며, } \Phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.}$$

★ 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 904.040 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4807.3 mm^2 (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 5.318]

1단 : H19 - 11.0 EA , H29 - 1.0 EA (= 3793.9 mm^2)

2단 : H25 - 2.0 EA (= 1013.4 mm^2)

* 철근비 검토

$$\rho_{\min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325 , \quad \rho_{\min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{\max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \Phi_x (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{\text{use}} = A_s / b d = 0.00084$$

$$\rho_{\max} \geq \rho_{\text{use}}, A_s \geq A_s(\text{req}) \times 4/3 \rightarrow \text{철근비 만족}, \therefore \text{O.K (콘.설 6.3.2)}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 33.513 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 4807.300 \times 400 \times (2300.00 - a/2) = 3731.921 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 705.991 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K [안전률 5.286]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 2300.00 \text{ mm}$)

$$\Phi V_c = 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 2500.16 \times 2300.00 = 3983.973 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c/2 \geq V_u (= 499.574 \text{ kN}) , \text{ 전단보강 불필요.}$$

6) 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 4694.432 \times 1000000 / [21832.900 \times (2356.066 - 487.792/3)]$$

$$= 98.026 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)}$$

$$= -7 \times 21832.900/2400.0 + 7 \times 21832.900/2400.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 2400.0 \times 2356.1)/(7 \times 21832.900)]}$$

$$= 487.792 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 21832.9 \text{ mm}^2 \text{ (철근도심 : } 144.1 \text{ mm)}$$

$$1\text{단} : \text{H29} - 19.0 \text{ EA} (= 12205.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H25} - 19.0 \text{ EA} (= 9627.3 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 29/2 = 85.50 \text{ mm}$$

여기서 C_c : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{\min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 98.03) - 2.5 \times 85.50 = 589.61 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 98.03) = 642.69 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 589.61 mm 를 적용

$$S = 2400.00 / 19.0 \text{ EA} = 126.32 \leq S_a (= 589.61 \text{ mm}) \therefore \text{O.K}$$

7) 수평력 검토에 의한 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 705.991 \times 1000000 / [4807.300 \times (2300.000 - 235.730/3)] \\ = 66.110 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 4807.300/2500.2 + 7 \times 4807.300/2500.2 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 2500.2 \times 2300.0)/(7 \times 4807.300)]} \\ = 235.730 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 4807.3 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 100.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H19} - 11.0 \text{ EA}, \text{H29} - 1.0 \text{ EA} \quad (= 3793.9 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H25} - 2.0 \text{ EA} \quad (= 1013.4 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 29/2 = 85.50 \text{ mm}$$

여기서 C_c : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 66.11) - 2.5 \times 85.50 = 977.45 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 66.11) = 952.96 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 952.96 mm 를 적용

$$S = 2500.16 / 12.0 \text{ EA} = 208.35 \leq S_a (= 952.96 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

8.2 내민보의 설계 : 우측 (절점 6)

1) 내민길이의 산정

: 원형이나 정다각형 기둥인 경우 내민 길이는 정사각형 기둥단면으로 치환하여 구한다.

[도로교 설계기준 5.4.4.1]

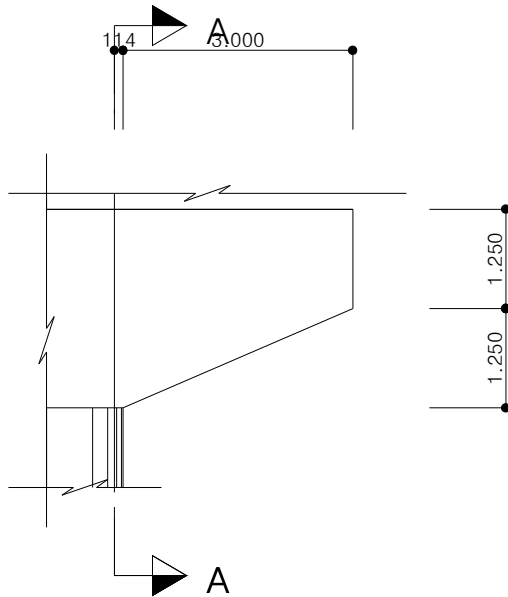
① 기둥의 단면적

$$A = \pi \times 2.000^2 / 4 = 3.142 \text{ m}^2$$

② 치환단면의 한변길이

$$L = \sqrt{3.142} = 1.772 \text{ m}$$

☞ 위험단면은 기둥끝단으로부터 $0.114\text{m}(= 1.000 - 1.772/2)$ 에 위치한다.



2) 브래킷 판정

① 위험단면에서의 작용력 : 『단면력 집계』 참조

$$V_u = 6312.743 \text{ kN} - \text{"UL0-03"}$$

$$M_u = 10060.245 \text{ kN.m}$$

$$N_u = 0.000 \text{ kN}$$

② 브래킷 판정

$$a = 10060.245 / 6312.743 = 1.594 \text{ m}$$

$$d = 2.500 - 0.144 = 2.356 \text{ m}$$

$$a/d = 1.594 / 2.356 = 0.676 \leq 1.0 \therefore \text{브래킷으로 검토}$$

3) 브래킷 검토

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $\Phi=0.80$, $\Phi_f=0.80$, $\Phi_v=0.80$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	외단깊이(mm)	$V_u(\text{kN})$
2400.0	2500.2	2356.1	100.0	1883.6	6312.7

$a = 1593.641 \text{ mm}$, $d = 2356.066 \text{ mm}$

$a / d (= 0.676) \leq 1 \rightarrow$ Bracket으로 설계. [콘크리트 구조설계기준] 7.9.2

지압면의 외단깊이 $\geq 0.5d$, $1883.644 \text{ mm} \geq 0.5 \times 2356.066 \text{ mm} \therefore \text{O.K}$

① 설계 단면력 산정

$$V_u = 6312.743 \text{ kN}$$

$$N_{uc} = 0.20 \times 6312.743 = 1262.549 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} M_u &= M_u' + N_{uc} \times (h - d) \\ &= 10060.245 + 1262.549 \times (2.500 - 2.356) \\ &= 10242.172 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

② 전단마찰철근(A_{vf})의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우, [도로교 설계기준] 4.4.6.4

$$\begin{aligned} V_{n\_max} &\leq 0.2 \times f_{ck} \times b_o \times d, 5.6 \times b_o \times d \\ &\leq 0.2 \times 27 \times 2400.000 \times 2356.066 = 30534.610 \text{ kN} \\ &\leq 5.6 \times 2400.000 \times 2356.066 = 31665.522 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\Phi V_{n\_max} = 0.80 \times 30534.610 = 24427.688 \text{ kN} \geq V_u (=6312.743 \text{ kN}) \therefore \text{O.K}$$

$$\begin{aligned} A_{vf} &= \frac{V_u}{\Phi_v \times f_y \times \mu} \quad (\Phi_v=0.80, \mu=1.4\lambda, \lambda=1.0; \text{일체로 친 보통 콘크리트}) \\ &= 6312743.000 / (0.80 \times 400 \times 1.4) \\ &= 14090.944 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

③ 휨모멘트 철근(A_f)의 설계

$$M_u = 10060.245 + 1262.549 \times (2.500 - 2.356) = 10242.172 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned} a &= \frac{M_u}{\Phi \times A_f \times f_y} \\ &= \frac{10242.172}{0.85 \times f_{ck} \times B} \\ M_n &= M_u / \Phi = A_f \times f_y \times (d - a/2) \rightarrow \text{위의 } a \text{를 대입하여 } A_f \text{를 이차방정식으로 푼다.} \\ d - \sqrt{[d^2 - 4 \times M_u / (1.7 \times f_{ck} \times B \times \Phi)]} \\ A_f &= \frac{2 \times f_y}{1.7 \times f_{ck} \times B} \\ &= 13901.283 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

④ 수평인장 철근(A_n)의 설계

$$N_{uc} = 0.20 \times 6312.743 = 1262.549 \text{ kN}$$

$$A_n = N_{uc} / (\Phi \times f_y) = 3945.464 \text{ mm}^2$$

⑤ 주인장철근(As)의 산정

주인장철근의 단면적은 (Af + An)과 (2/3 Avf + An) 중 큰값을 취한다.

$$\rightarrow As = 17846.748 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} As(\min) &= 0.04 \times (f_{ck} / f_y) \times B \times d \\ &= 0.04 \times (27 / 400) \times 2400.000 \times 2356.066 \\ &= 15267.305 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$Use As = 21832.900 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 } 144.10 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : H29-10.0EA + H29-9.0EA, \quad d1 = 100.00 \text{ mm}$$

$$2\text{단} : H25-10.0EA + H25-9.0EA, \quad d2 = 200.00 \text{ mm}$$

$$Use As \geq 17846.748 \text{ mm}^2, 15267.305 \text{ mm}^2 \quad \therefore O.K$$

⑥ 폐쇄 스테럽, 띠철근(Ah)의 산정

$$\begin{aligned} Ah &= 0.5 \times (As - An) = 0.5 \times (17846.748 - 3945.464) \\ &= 6950.642 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{사용철근량 (1단)} : H19 - 6.0 EA = 1719.000 \text{ mm}^2$$

$$\text{철근의 배치 범위} : 2/3 d = 2/3 \times 2356.07 = 1570.71 \text{ mm} \text{ 구간에 } 8.0 \text{ 단 설치}$$

$$\blacktriangleright \text{사용철근량(8.0단)} : H19 - 48.00 EA = 13752.000 \text{ mm}^2 \geq 6950.642 \text{ mm}^2 \quad \therefore O.K$$

4) 외측빔 검토 : 깊은보로 검토

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

$$a = 1.6 < 2d(=4.800) \quad \therefore \text{깊은 보로 전단설계}$$

$$- a/2 = 0.797 \text{ m} \quad (< d = 2.400 \text{ m}) \quad L \text{ 위험단면 위치}$$

$$- Vu = 6171.796 \text{ kN} - "UL0-03"$$

$$\text{부재번호} : 7 \text{ (I단 : 절점7, J단 : 절점8)} \quad \text{부재길이(L)} : 1.300 \text{ m}$$

$$Vui = -6290.513 \text{ kN} \text{ (I단)}, Vuj = -6064.492 \text{ kN} \text{ (J단)}$$

$$\text{검토위치}(Lc) = 5.683 \text{ m} \text{ (두부분 좌측단에서의 거리)}$$

$$\begin{aligned} Vu &= Vui + (Vuj - Vui)/L \times (Lc - \text{I단 좌표}) \\ &= -6290.513 + (-6064.492 - -6290.513)/1.300 \times (5.683 - 5.000) \\ &= -6171.796 \text{ kN} \end{aligned}$$

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2400.0	3187.3	2356.1	6171.8	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

$$\begin{aligned} \Phi_{\text{Max}} V_n &= \Phi \times 5 \times \sqrt{f_{ck}} / 6 \times b \times d \\ &= 0.80 \times 5 \times \sqrt{27} / 6 \times 2400.00 \times 2356.07 \\ &= 19587.962 \text{ kN} \geq Vu(= 6171.796 \text{ kN}) \quad \therefore O.K \end{aligned}$$

* 콘크리트의 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_c &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 2400.00 \times 2356.07 = 3917.592 \text{ kN} \\ &< Vu (= 6171.796 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.} \end{aligned}$$

★ 전단철근의 전단강도

㉔ 수직 전단철근

$$s = 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$A_v = H_{19} - 6.0 \text{ EA } (=1719.000 \text{ mm}^2) \geq 0.0025 \times b \times s (=1500.000 \text{ mm}^2) \quad \therefore \text{O.K}$$

㉕ 수평 전단철근

$$s_h = 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$A_{vh} = H_{19} - 6.0 \text{ EA } (=1719.000 \text{ mm}^2) \geq 0.0015 \times b \times s_h (=900.000 \text{ mm}^2) \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\rightarrow V_s = [A_v/s \times (1+L_n/d)/12 + A_{vh}/s_h \times (1+L_n/d)/12] \times f_y \times d = 6480.123 \text{ kN}$$

★ 설계 전단강도

$$\Phi V_n = \Phi \times (S_s + S_c) = 0.80 \times (6480.123 + 4896.990)$$

$$= 9101.691 \text{ kN} \geq V_u (= 6171.796 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K}$$

5) 수평력에 의한 검토

－ 교축방향 지진시 수평력과 두부보관성력으로 교축방향 모멘트를 산정

→ 두부보자중에 의한 관성력 산정 : 설계수평진도 ($K_h = 0.154 \times 1.200 = 0.185$)

$$w_1 = 1.615 \times 3.114 \times 2.400 \times 25.000 \times 0.185 = 55.823 \text{ kN}$$

$$w_2 = 1.250 \times (3.114 - 0.114) / 2 \times 2.400 \times 25.000 \times 0.185 = 20.813 \text{ kN}$$

$$w_3 = 1.250 \times (3.114 - 3.000) \times 2.400 \times 25.000 \times 0.185 = 1.582 \text{ kN}$$

$$V_c = 55.823 + 20.813 + 1.582 = 78.217 \text{ kN}$$

$$M_c = 55.823 \times 1.557 + 20.813 \times 1.114 + 1.582 \times 0.057 = 110.192 \text{ kN.m}$$

$$V_u = 452.283 + 78.217(V_c)$$

$$= 530.500 \text{ kN}$$

$$M_u = 452.283 \times 1.414 + 110.192(M_c)$$

$$= 749.720 \text{ kN.m}$$

★ 단면제원 및 설계가정

$$f_{ck} = 27 \text{ MPa}, f_y = 400 \text{ MPa}, k_1 = 0.85, \Phi_f = 0.85, \Phi_v = 0.80$$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2500.2	2400.0	2300.0	100.0	749.7	530.5

★ 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 4807.300 \times 400.00 = 1922920.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 2500.161 = 57378.695 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 33.513 \text{ mm, } c = 33.513 / \beta_1 = 33.513 / 0.85 = 39.427 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2300.00 - 39.427) / 39.427 = 0.17201$$

$$\epsilon_t \geq 0.00500 \text{ 이므로 인장지배단면이며, } \Phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.}$$

★ 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 960.118 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4807.3 mm^2 (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 5.007]

1단 : H19 - 11.0 EA , H29 - 1.0 EA (= 3793.9 mm^2)

2단 : H25 - 2.0 EA (= 1013.4 mm^2)

* 철근비 검토

$$\rho_{\min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325 , \quad \rho_{\min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{\max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{\text{use}} = A_s / b d = 0.00084$$

$$\rho_{\max} \geq \rho_{\text{use}}, A_s \geq A_s(\text{req}) \times 4/3 \rightarrow \text{철근비 만족}, \therefore \text{O.K (콘.설 6.3.2)}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 33.513 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 4807.300 \times 400 \times (2300.00 - a/2) = 3731.921 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 749.720 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K [안전률 4.978]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 2300.00 \text{ mm}$)

$$\Phi V_c = 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 2500.16 \times 2300.00 = 3983.973 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c/2 \geq V_u (= 530.500 \text{ kN}) , \text{ 전단보강 불필요.}$$

6) 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 7671.442 \times 1000000 / [21832.900 \times (2356.066 - 487.792/3)]$$
$$= 160.190 \text{ MPa}$$

$$\chi = -n A_s / b + n A_s / b \sqrt{1 + 2 b d / (n A_s)}$$

$$= -7 \times 21832.900 / 2400.0 + 7 \times 21832.900 / 2400.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 2400.0 \times 2356.1) / (7 \times 21832.900)]}$$

$$= 487.792 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 21832.9 \text{ mm}^2 \text{ (철근도심 : } 144.1 \text{ mm)}$$

$$1\text{단} : \text{H29} - 19.0 \text{ EA} (= 12205.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H25} - 19.0 \text{ EA} (= 9627.3 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 29/2 = 85.50 \text{ mm}$$

여기서 C_c : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{\min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 160.19) - 2.5 \times 85.50 = 277.86 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 160.19) = 393.28 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 277.86 mm 를 적용

$$S = 2400.00 / 19.0 \text{ EA} = 126.32 \leq S_a (= 277.86 \text{ mm}) \therefore \text{O.K}$$

7) 수평력 검토에 의한 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 749.720 \times 1000000 / [4807.300 \times (2300.000 - 235.730/3)] \\ = 70.205 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 4807.300/2500.2 + 7 \times 4807.300/2500.2 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 2500.2 \times 2300.0)/(7 \times 4807.300)]} \\ = 235.730 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 4807.3 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 : } 100.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H19} - 11.0 \text{ EA}, \text{H29} - 1.0 \text{ EA} \quad (= 3793.9 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H25} - 2.0 \text{ EA} \quad (= 1013.4 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 29/2 = 85.50 \text{ mm}$$

여기서 C_c : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 70.20) - 2.5 \times 85.50 = 907.97 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 70.20) = 897.38 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 897.38 mm 를 적용

$$S = 2500.16 / 12.0 \text{ EA} = 208.35 \leq S_a (= 897.38 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

8.3 교량받침 위치 검토

1) 받침위치1(교량받침1) : UL0-01(절점 2)

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

$$a = 0.159 (940.95/5922.43) < 2d(=4.447) \therefore \text{깊은 보로 전단설계}$$

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2400.0	2456.9	2223.3	5922.4	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

$$\begin{aligned} \Phi_{\text{Max}} V_n &= \Phi \times 5 \times \sqrt{f_{ck}} / 6 \times b \times d \\ &= 0.80 \times 5 \times \sqrt{27} / 6 \times 2400.00 \times 2223.33 \\ &= 18484.446 \text{ kN} \geq V_u (= 5922.430 \text{ kN}) \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

* 콘크리트의 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_c &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 2400.00 \times 2223.33 = 3696.889 \text{ kN} \\ &< V_u (= 5922.430 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.} \end{aligned}$$

* 전단철근의 전단강도

㉠ 수직 전단철근

$$\begin{aligned} s &= 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \therefore \text{O.K} \\ A_v &= H19 - 6.0 \text{ EA } (=1719.000 \text{ mm}^2) \geq 0.0025 \times b \times s (=1500.000 \text{ mm}^2) \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

㉡ 수평 전단철근

$$\begin{aligned} s_h &= 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \therefore \text{O.K} \\ A_{vh} &= H19 - 6.0 \text{ EA } (=1719.000 \text{ mm}^2) \geq 0.0015 \times b \times s_h (=900.000 \text{ mm}^2) \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

$$\rightarrow V_s = [A_v/s \times (1+L_n/d)/12 + A_{vh}/s_h \times (1-L_n/d)/12] \times f_y \times d = 6115.056 \text{ kN}$$

* 설계 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_n &= \Phi \times (S_s + S_c) = 0.80 \times (6115.056 + 4621.112) \\ &= 8588.934 \text{ kN} \geq V_u (= 5922.430 \text{ kN}) \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- 사용성 검토

① 응력 산정

$$\begin{aligned} f_s &= M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 1515.629 \times 1000000 / [5067.000 \times (2223.333 - 241.999/3)] \\ &= 139.601 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \chi &= -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ &= -7 \times 5067.000/2400.0 + 7 \times 5067.000/2400.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 2400.0 \times 2223.3/(7 \times 5067.000)} \\ &= 241.999 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{사용철근량} &= 5067.0 \text{ mm}^2 \text{ (철근도심 : 100.0 mm)} \\ \text{1단} &: \text{H25} - 10.0 \text{ EA } (= 5067.0 \text{ mm}^2) \end{aligned}$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 25/2 = 87.50 \text{ mm}$$

여기서 C_c : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 139.60) - 2.5 \times 87.50 = 345.36 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 139.60) = 451.29 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 345.36 mm 를 적용

$$S = 2400.00 / 10.0 \text{ EA} = 240.00 \leq S_a (= 345.36 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

2) 받침위치2(교량받침2) : UL0-03(절점 8)

: L_n 이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

$$a = 0.217 (1317.06/6064.49) < 2d(=3.717) \therefore \text{깊은 보로 전단설계}$$

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	L_n (mm)	d(mm)	V_u (kN)	f_{ck} (MPa)	f_y (MPa)
2400.0	3187.3	1814.4	6064.5	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

$$\begin{aligned} \Phi_{\text{Max}} V_n &= \Phi \times 5 \times \sqrt{f_{ck}} / 6 \times b \times d \\ &= 0.80 \times 5 \times \sqrt{27} / 6 \times 2400.00 \times 1814.40 \\ &= 15084.630 \text{ kN} \geq V_u (= 6064.492 \text{ kN}) \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

* 콘크리트의 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_c &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 2400.00 \times 1814.40 = 3016.926 \text{ kN} \\ &< V_u (= 6064.492 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.} \end{aligned}$$

* 전단철근의 전단강도

㉠ 수직 전단철근

$$\begin{aligned} s &= 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \therefore \text{O.K} \\ A_v &= H19 - 6.0 \text{ EA } (=1719.000 \text{ mm}^2) \geq 0.0025 \times b \times s (=1500.000 \text{ mm}^2) \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

㉡ 수평 전단철근

$$\begin{aligned} s_h &= 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \therefore \text{O.K} \\ A_{vh} &= H19 - 6.0 \text{ EA } (=1719.000 \text{ mm}^2) \geq 0.0015 \times b \times s_h (=900.000 \text{ mm}^2) \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

$$\rightarrow V_s = [A_v/s \times (1+L_n/d)/12 + A_{vh}/s_h \times (1-L_n/d)/12] \times f_y \times d = 4990.323 \text{ kN}$$

* 설계 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_n &= \Phi \times (S_s + S_c) = 0.80 \times (4990.323 + 3771.157) \\ &= 7009.184 \text{ kN} \geq V_u (= 6064.492 \text{ kN}) \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- 사용성 검토

① 응력 산정

$$\begin{aligned} f_s &= M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 1804.947 \times 1000000 / [21832.900 \times (1814.399 - 421.227/3)] \\ &= 49.386 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \chi &= -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ &= -7 \times 21832.900/2400.0 + 7 \times 21832.900/2400.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 2400.0 \times 1814.4 / (7 \times 21832.900)} \\ &= 421.227 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{사용철근량} = 21832.9 \text{ mm}^2 \text{ (철근도심 : 144.1 mm)}$$

$$1\text{단} : H29 - 19.0 \text{ EA } (= 12205.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : H25 - 19.0 \text{ EA } (= 9627.3 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 29/2 = 85.50 \text{ mm}$$

여기서 C_c : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 49.39) - 2.5 \times 85.50 = 1380.84 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 49.39) = 1275.68 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 1275.68 mm 를 적용

$$S = 2400.00 / 19.0 \text{ EA} = 126.32 \leq S_a (= 1275.68 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

9. 기둥 설계

9.1 교축직각방향

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pe(kN)	Pu(kN)	M1(kN.m)	M2(kN.m)	V(kN)	Δ (m)	비 고
UL001	-8752.969	-12818.732	1882.326	3499.130	-436.974	0.00191	축력최대
UL007	-8752.969	-10032.564	10885.648	14524.438	-987.064	0.00871	모멘트최대
UL022	-6733.053	-6733.053	4291.236	7558.596	935.910	0.00097	탄성설계
UL022	-6733.053	-6733.053	2403.996	3493.116	935.910	0.00097	소성설계
UE020	-6396.400	-7626.780	10028.856	13527.693	-949.100	0.00808	편심최대

註) Pe : 장기지속축력 (= 고정하중에 의한 축력 x 고정하중계수)

Pu : 전체축력, M1, M2 : 기둥상단, 하단 모멘트

Vu : 전단력, Δ : 기둥상단의 변위량

※ 소성설계시 지진시 모멘트에 대하여 응답수정계수(R=3.0)로 나눈 값을 적용한다

2) 기둥검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.005	0.016	0.060	0.K	44452.676	12818.732	3534.475	3.468	0.K
모멘트최대	0.005	0.016	0.060	0.K	12726.201	10032.564	14745.622	1.268	0.K
탄성설계	0.005	0.016	0.060	0.K	21387.167	6733.053	7566.162	3.176	0.K
편심최대	0.005	0.016	0.060	0.K	10147.545	7626.780	13678.153	1.331	0.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 9, UL001)

㉞ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$, $\theta=90.000^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1887.891	12818.732	3534.475	275.727

㉞ 압축부재의 장주효과

㉞ 총 안정지수 산정

$$Q = \sum P_u \cdot \Delta / (V_u \cdot L_c)$$

$$= 12818.732 \times 0.00191 / (-436.974 \times 5.758)$$

$$= 0.010$$

여기서, $\sum P_u$: 총전체의 수직하중

Δ : 총상단의 상대변위

V_u : 총전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 5.758 m)

㉞ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, $k = 2.100$

$$\text{세장비 } \lambda = k \times L_u / r \leq 22$$

$$= 2.100 \times 6.565 / 0.500$$

$$= 27.573 > 22.000 \quad \therefore \text{장주}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.500$: 부재단면의 최소회전반경

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 6.565 m)

㉞ 모멘트 확대계수 산정

$$\delta_s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$$

$$= 1 / (1 - 0.010)$$

$$= 1.010$$

㉞ 확대 모멘트 산정

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s \times M_{1s}$$

$$= 0.000 + 1.010 \times 1882.326$$

$$= 1901.339 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s \times M_{2s}$$

$$= 0.000 + 1.010 \times 3499.130$$

$$= 3534.475 \text{ kN.m}$$

㉞ 철근비 검토

$$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2, A_{st} = 51709.50 \text{ mm}^2, P_{use} = 0.01646$$

- 1단 : H29 - 45EA ($A_s=28908.000 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H25 - 45EA ($A_s=22801.500 \text{ mm}^2$), $d_2 = 127.000 \text{ mm}$

$$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0165) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y) \} = 849372.648 \text{ mm}^2$$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g$ (= 1570796.327 mm^2)이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉔ 평형하중 산정

$$cb = 600 / (600 + fy) \times d = 1132.735 \text{ mm}, \quad ab = k1 \times cb = 962.824 \text{ mm}$$

$$Cc = 0.85 \times 27.0 \times 1496519.879 = 34345.131 \text{ kN}, \quad \sum Csi = 7853.045 \text{ kN}, \quad \sum Tsi = 6004.592 \text{ kN}$$

$$Pb = 34345.131 + 7853.045 - 6004.592 = 36193.584 \text{ kN}$$

$$Mb = Cc \times 926.007 + \sum (Csi \times di) + \sum (Tsi \times di) = 24719.576 \text{ kN.m}$$

$$eb > e \rightarrow \text{압축 파괴} \quad (eb = Mb/Pb = 682.982 \text{ mm}, \quad e = Mu/Pu = 275.727 \text{ mm})$$

㉕ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 1645.992 \text{ mm}$, $a = k1 \times c = 1399.093 \text{ mm}$ 를 사용.

$$Cc = 0.85 \times 27.0 \times 2347359.398 = 53871.898 \text{ kN}$$

$$\sum Csi = 10357.678 \text{ kN}, \quad \sum Tsi = 725.754 \text{ kN}$$

$$Pn = 53871.898 + 10357.678 - 725.754 = 63503.822 \text{ kN}$$

$$Mn = Cc \times 918.523 + \sum (Csi \times di) + \sum (Tsi \times di) = 17509.293 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 : $|e - Mn/Pn(=275.720)| = 0.0070 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㉖ 강도감소계수(Φ) 산정

$$dt = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm}$$

$$c = 1645.992 \text{ mm}, \quad a = k1 \times c = 1399.093 \text{ mm}$$

$$\epsilon y = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon t = 0.00300 \times (dt - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 1645.99) / 1645.99 = 0.00046$$

$$\epsilon t \leq \epsilon y \text{ 이므로 압축지배단면이며, } \Phi = 0.70 \text{ 를 적용한다.}$$

㉗ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max}Pn = 0.80 \times \{0.85 fck \times (Ag - Ast) + fy \times Ast\} = 73277.295 \text{ kN} \geq Pn = 63503.822 \text{ kN}$$

$$\Phi Pn = 0.70 \times 63503.822 = 44452.676 \text{ kN} \geq Pu = 12818.732 \text{ kN} \therefore 0.K$$

$$\Phi Mn = \Phi Pn \times 0.276 = 12256.818 \text{ kN.m} \geq Mu = 3534.475 \text{ kN.m} \therefore 0.K$$

② 모멘트최대 : (부재 9, UL007)

㉞ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$, $\theta=90.000^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1887.891	10032.564	14745.622	1469.776

㉞ 압축부재의 장주효과

㉞ 총 안정지수 산정

$$Q = \sum P_u \cdot \Delta / (V_u \cdot L_c)$$

$$= 10032.564 \times 0.00871 / (-987.064 \times 5.758)$$

$$= 0.015$$

여기서, $\sum P_u$: 총전체의 수직하중

Δ : 총상단의 상대변위

V_u : 총전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 5.758 m)

㉞ 세장비 검토

형구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, $k = 2.100$

$$\text{세장비 } \lambda = k \times L_u / r \leq 22$$

$$= 2.100 \times 6.565 / 0.500$$

$$= 27.573 > 22.000 \quad \therefore \text{장주}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.500$: 부재단면의 최소회전반경

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 6.565 m)

㉞ 모멘트 확대계수 산정

$$\delta_s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$$

$$= 1 / (1 - 0.015)$$

$$= 1.015$$

㉞ 확대 모멘트 산정

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s \times M_{1s}$$

$$= 0.000 + 1.015 \times 10885.648$$

$$= 11051.419 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s \times M_{2s}$$

$$= 0.000 + 1.015 \times 14524.438$$

$$= 14745.622 \text{ kN.m}$$

㉞ 철근비 검토

$$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2, A_{st} = 51709.50 \text{ mm}^2, \rho_{use} = 0.01646$$

- 1단 : H29 - 45EA ($A_s=28908.000 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H25 - 45EA ($A_s=22801.500 \text{ mm}^2$), $d_2 = 127.000 \text{ mm}$

$$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0165) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{\psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y)\} = 664760.403 \text{ mm}^2$$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g$ (= 1570796.327 mm^2) 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉔ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1132.735 \text{ mm}, \quad a_b = k_1 \times c_b = 962.824 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1496519.879 = 34345.131 \text{ kN}, \quad \sum C_{si} = 7853.045 \text{ kN}, \quad \sum T_{si} = 6004.592 \text{ kN}$$

$$P_b = 34345.131 + 7853.045 - 6004.592 = 36193.584 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times 926.007 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 24719.576 \text{ kN.m}$$

$$e_b < e \rightarrow \text{인장 파괴} \quad (e_b = M_b/P_b = 682.982 \text{ mm}, \quad e = M_u/P_u = 1469.776 \text{ mm})$$

㉕ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 750.524 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 637.946 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 862864.446 = 19802.739 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 5871.059 \text{ kN}, \quad \sum T_{si} = 10336.122 \text{ kN}$$

$$P_n = 19802.739 + 5871.059 - 10336.122 = 15337.676 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 944.806 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 22543.016 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (=1469.780)| = 0.0044 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㉖ 강도감소계수(Φ) 산정

$$d_t = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm}$$

$$c = 750.524 \text{ mm}, \quad a = k_1 \times c = 637.946 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 750.52) / 750.52 = 0.00459$$

$$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.00500 \text{ 이므로 변화구간단면이며, } \Phi = 0.83 \text{ 를 적용한다.}$$

$$\Phi = 0.700 + (0.0046 - 0.0020) \times (0.850 - 0.700) / (0.00500 - 0.00200) = 0.830$$

㉗ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 73277.295 \text{ kN} \geq P_n = 15337.676 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 0.83 \times 15337.676 = 12726.201 \text{ kN} \geq P_u = 10032.564 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 1.470 = 18704.666 \text{ kN.m} \geq M_u = 14745.622 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$$

③ 탄성설계 : (부재 9, UL022)

㉞ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=1.00$, $\theta=90.000^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1887.891	6733.053	7566.162	1123.734

㉟ 압축부재의 장주효과

㉠ 총 안정지수 산정

$$Q = \sum P_u \cdot \Delta / (V_u \cdot L_c)$$

$$= 6733.053 \times 0.00097 / (935.910 \times 5.758)$$

$$= 0.001$$

여기서, $\sum P_u$: 총전체의 수직하중

Δ : 총상단의 상대변위

V_u : 총전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 5.758 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, $k = 2.100$

$$\text{세장비 } \lambda = k \times L_u / r \leq 22$$

$$= 2.100 \times 6.565 / 0.500$$

$$= 27.573 > 22.000 \quad \therefore \text{장주}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.500$: 부재단면의 최소회전반경

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 6.565 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

$$\delta_s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$$

$$= 1 / (1 - 0.001)$$

$$= 1.001$$

㉣ 확대 모멘트 산정

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s \times M_{1s}$$

$$= 0.000 + 1.001 \times 4291.236$$

$$= 4295.532 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s \times M_{2s}$$

$$= 0.000 + 1.001 \times 7558.596$$

$$= 7566.162 \text{ kN.m}$$

㉤ 철근비 검토

$$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2, A_{st} = 51709.50 \text{ mm}^2, P_{use} = 0.01646$$

- 1단 : H29 - 45EA ($A_s=28908.000 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H25 - 45EA ($A_s=22801.500 \text{ mm}^2$), $d_2 = 127.000 \text{ mm}$

$$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0165) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \quad \therefore O.K$$

$$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{\psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y)\} = 446133.912 \text{ mm}^2$$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g$ (= 1570796.327 mm^2)이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉔ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1132.735 \text{ mm}, \quad a_b = k_1 \times c_b = 962.824 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1496519.879 = 34345.131 \text{ kN}, \quad \sum C_{si} = 7853.045 \text{ kN}, \quad \sum T_{si} = 6004.592 \text{ kN}$$

$$P_b = 34345.131 + 7853.045 - 6004.592 = 36193.584 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times 926.007 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 24719.576 \text{ kN.m}$$

$$e_b < e \rightarrow \text{인장 파괴} \quad (e_b = M_b/P_b = 682.982 \text{ mm}, \quad e = M_u/P_u = 1123.734 \text{ mm})$$

㉕ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 865.288 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 735.495 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1048059.364 = 24052.962 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 6506.417 \text{ kN}, \quad \sum T_{si} = 9172.212 \text{ kN}$$

$$P_n = 24052.962 + 6506.417 - 9172.212 = 21387.167 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 938.308 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 24033.494 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 1123.734)| = 0.0001 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㉖ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 73277.295 \text{ kN} \geq P_n = 21387.167 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 1.00 \times 21387.167 = 21387.167 \text{ kN} \geq P_u = 6733.053 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 1.124 = 24033.492 \text{ kN.m} \geq M_u = 7566.162 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$$

④ 편심최대 : (부재 9, UE020)

㉞ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$, $\theta=90.000^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1887.891	7626.780	13678.153	1793.437

㉞ 압축부재의 장주효과

㉞ 총 안정지수 산정

$$Q = \sum P_u \cdot \Delta / (V_u \cdot L_c)$$

$$= 7626.780 \times 0.00808 / (-949.100 \times 5.758)$$

$$= 0.011$$

여기서, $\sum P_u$: 총전체의 수직하중

Δ : 총상단의 상대변위

V_u : 총전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 5.758 m)

㉞ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, $k = 2.100$

$$\text{세장비 } \lambda = k \times L_u / r \leq 22$$

$$= 2.100 \times 6.565 / 0.500$$

$$= 27.573 > 22.000 \quad \therefore \text{장주}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.500$: 부재단면의 최소회전반경

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 6.565 m)

㉞ 모멘트 확대계수 산정

$$\delta_s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$$

$$= 1 / (1 - 0.011)$$

$$= 1.011$$

㉞ 확대 모멘트 산정

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s \times M_{1s}$$

$$= 0.000 + 1.011 \times 10028.856$$

$$= 10140.400 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s \times M_{2s}$$

$$= 0.000 + 1.011 \times 13527.693$$

$$= 13678.153 \text{ kN.m}$$

㉞ 철근비 검토

$$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2, A_{st} = 51709.50 \text{ mm}^2, \rho_{use} = 0.01646$$

- 1단 : H29 - 45EA ($A_s=28908.000 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H25 - 45EA ($A_s=22801.500 \text{ mm}^2$), $d_2 = 127.000 \text{ mm}$

$$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0165) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{\psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y)\} = 505352.505 \text{ mm}^2$$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g$ (= 1570796.327 mm^2)이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉔ 평형하중 산정

$$cb = 600 / (600 + fy) \times d = 1132.735 \text{ mm}, \quad ab = k1 \times cb = 962.824 \text{ mm}$$

$$Cc = 0.85 \times 27.0 \times 1496519.879 = 34345.131 \text{ kN}, \quad \sum Csi = 7853.045 \text{ kN}, \quad \sum Tsi = 6004.592 \text{ kN}$$

$$Pb = 34345.131 + 7853.045 - 6004.592 = 36193.584 \text{ kN}$$

$$Mb = Cc \times 926.007 + \sum (Csi \times di) + \sum (Tsi \times di) = 24719.576 \text{ kN.m}$$

$$eb < e \rightarrow \text{인장 파괴} \quad (eb = Mb/Pb = 682.982 \text{ mm}, \quad e = Mu/Pu = 1793.437 \text{ mm})$$

㉕ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 684.743 \text{ mm}$, $a = k1 \times c = 582.032 \text{ mm}$ 를 사용.

$$Cc = 0.85 \times 27.0 \times 759906.934 = 17439.864 \text{ kN}$$

$$\sum Csi = 5492.419 \text{ kN}, \quad \sum Tsi = 10993.995 \text{ kN}$$

$$Pn = 17439.864 + 5492.419 - 10993.995 = 11938.288 \text{ kN}$$

$$Mn = Cc \times 948.813 + \sum (Csi \times di) + \sum (Tsi \times di) = 21410.558 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 : $|e - Mn/Pn (=1793.436)| = 0.0013 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㉖ 강도감소계수(Φ) 산정

$$dt = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm}$$

$$c = 684.743 \text{ mm}, \quad a = k1 \times c = 582.032 \text{ mm}$$

$$\epsilon y = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon t = 0.00300 \times (dt - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 684.74) / 684.74 = 0.00532$$

$\epsilon t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

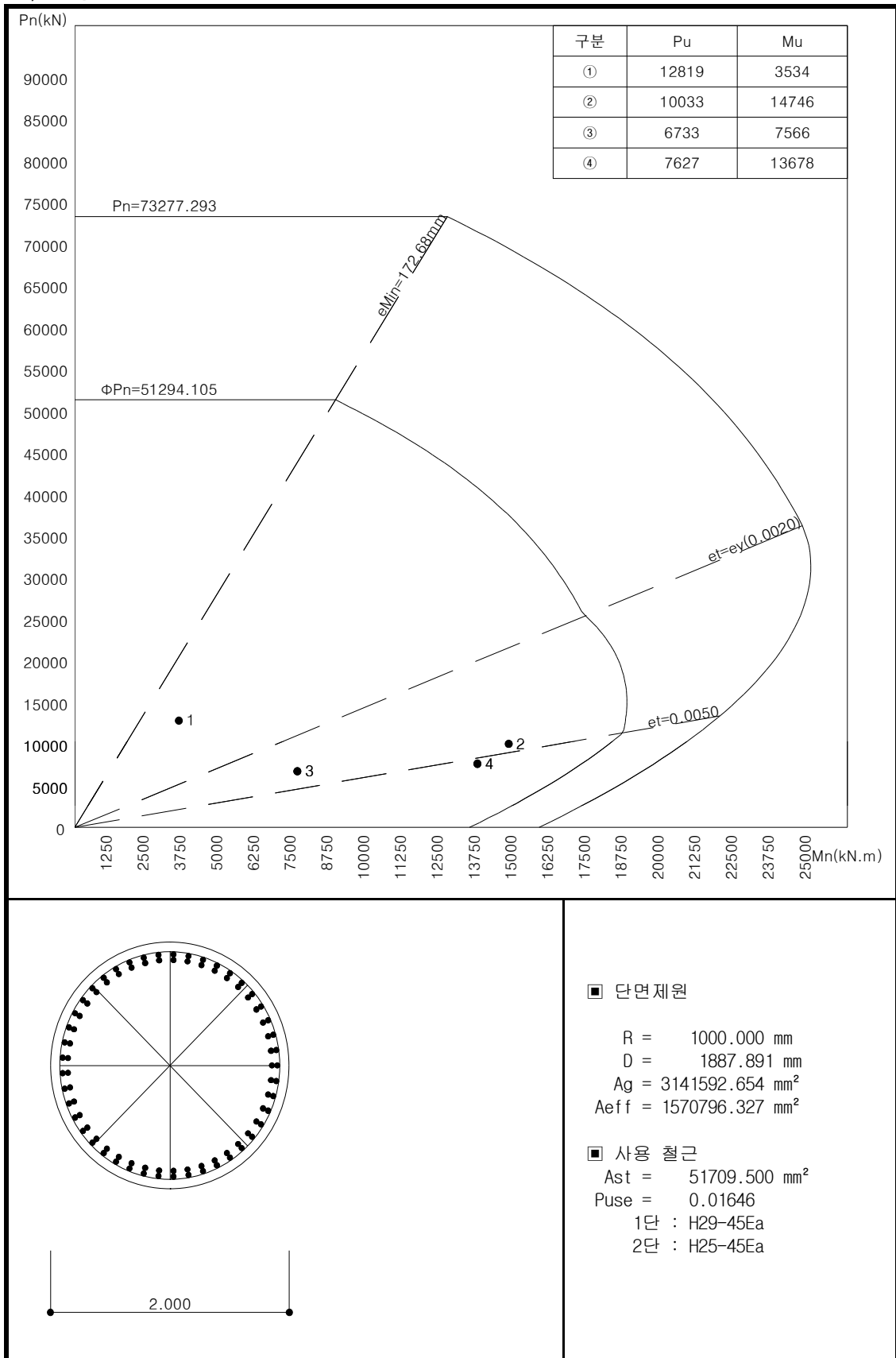
㉗ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max}Pn = 0.80 \times \{0.85 fck \times (Ag - Ast) + fy \times Ast\} = 73277.295 \text{ kN} \geq Pn = 11938.288 \text{ kN}$$

$$\Phi Pn = 0.85 \times 11938.288 = 10147.545 \text{ kN} \geq Pu = 7626.780 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\Phi Mn = \Phi Pn \times 1.793 = 18198.987 \text{ kN.m} \geq Mu = 13678.153 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$$

4) PM 상관도



9.2 교축방향

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pe(kN)	Pu(kN)	M1(kN.m)	M2(kN.m)	V(kN)	Δ(m)	비 고
ULB01	-8752.969	-12818.732	0.000	0.000	0.000	0.00000	축력최대
ULB14	-8416.316	-8416.316	3429.063	7320.642	1058.715	0.00387	모멘트최대
ULB22	-6733.053	-6733.053	1795.210	5869.750	1165.750	0.00000	탄성설계
ULB22	-6733.053	-6733.053	598.403	1956.583	1165.750	0.00000	소성설계
UEB14	-6396.400	-6396.400	3429.063	7320.642	1058.715	0.00387	편심최대

註) Pe : 장기지속축력 (= 고정하중에 의한 축력 x 고정하중계수)

Pu : 전체축력, M1, M2 : 기둥상단, 하단 모멘트

Vu : 전단력, Δ : 기둥상단의 변위량

※ 소성설계시 지진시 모멘트에 대하여 응답수정계수(R=3.0)로 나눈 값을 적용한다

2) 기둥검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.005	0.016	0.060	0.K	51294.106	12818.732	0.000	4.001	0.K
모멘트최대	0.005	0.016	0.060	0.K	22809.941	8416.316	7357.429	2.710	0.K
탄성설계	0.005	0.016	0.060	0.K	28596.745	6733.053	5869.750	4.247	0.K
편심최대	0.005	0.016	0.060	0.K	16655.177	6396.400	7350.042	2.604	0.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 9, ULB01)

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1887.891	12818.732	0.000	0.000

㉡ 철근비 검토

$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2$, $A_{st} = 51709.50 \text{ mm}^2$, $P_{use} = 0.01646$

- 1단 : H29 - 45EA ($A_s=28908.000 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H25 - 45EA ($A_s=22801.500 \text{ mm}^2$), $d_2 = 127.000 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0165) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore \text{O.K}$

$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g$, $A_{eff} = P_u / \{\Psi 0.80(0.85 \times f_{ck} + 0.01 \times f_y)\} = 849372.648 \text{ mm}^2$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉢ 평형하중 산정

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1132.735 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 962.824 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1496519.879 = 34345.131 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 7853.045 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 6004.592 \text{ kN}$

$P_b = 34345.131 + 7853.045 - 6004.592 = 36193.584 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 926.007 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 24719.576 \text{ kN.m}$

$e_b > e \rightarrow$ 압축 파괴 ($e_b = M_b/P_b = 682.982 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 0.000 \text{ mm}$)

㉣ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 7079.592 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 6017.653 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 3141936.858 = 72107.451 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 19497.067 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 0.000 \text{ kN}$

$P_n = 72107.451 + 19497.067 - 0.000 = 91604.518 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 3008.827 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = -0.000 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= -0.000)| = 0.0000 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉤ 강도감소계수(Φ) 산정

$d_t = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm}$

$c = 7079.592 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 6017.653 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 7079.59) / 7079.59 = -0.00219$

$\epsilon_t \leq \epsilon_y$ 이므로 압축지배단면이며, $\Phi = 0.70$ 를 적용한다.

㉦ 축방향력 및 휨에대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 73277.295 \text{ kN} < P_n = 91604.518 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.70 \times 73277.295 = 51294.106 \text{ kN} \geq P_u = 12818.732 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.000 = 0.000 \text{ kN.m} \geq M_u = 0.000 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

② 모멘트최대 : (부재 9, ULB14)

㉞ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$

피복(mm)	d(mm)	$P_u(\text{kN})$	$M_u(\text{kN.m})$	e(mm)
100.000	1887.891	8416.316	7357.429	874.186

㉞ 압축부재의 장주효과

㉞ 총 안정지수 산정

$$Q = \sum P_u \Delta / (V_u L_c)$$

$$= 8416.316 \times 0.00387 / (1058.715 \times 5.758)$$

$$= 0.005$$

여기서, $\sum P_u$: 총전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

V_u : 층전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 5.758 m)

㉞ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, $k = 2.100$

세장비 $\lambda = k \times L_u / r \leq 22$

$$= 2.100 \times 6.565 / 0.500$$

$$= 27.573 > 22.000 \quad \therefore \text{장주}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.500$: 부재단면의 최소회전반경

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 6.565 m)

㉞ 모멘트 확대계수 산정

$$\delta_s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$$

$$= 1 / (1 - 0.005)$$

$$= 1.005$$

㉞ 확대 모멘트 산정

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s \times M_{1s}$$

$$= 0.000 + 1.005 \times 3429.063$$

$$= 3446.294 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s \times M_{2s}$$

$$= 0.000 + 1.005 \times 7320.642$$

$$= 7357.429 \text{ kN.m}$$

㉞ 철근비 검토

$$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2, A_{st} = 51709.50 \text{ mm}^2, P_{use} = 0.01646$$

$$- 1\text{단} : \text{H29} - 45\text{EA} (A_s=28908.000 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : \text{H25} - 45\text{EA} (A_s=22801.500 \text{ mm}^2), d_2 = 127.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{\min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0165) \leq \rho_{\max} (= 0.0600) \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\rho_{\min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \times f_{ck} + 0.01 \times f_y) \} = 557667.373 \text{ mm}^2$$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉔ 평형하중 산정

$$\begin{aligned}
 c_b &= 600 / (600 + f_y) \times d = 1132.735 \text{ mm}, & a_b &= k_1 \times c_b = 962.824 \text{ mm} \\
 C_c &= 0.85 \times 27.0 \times 1496519.879 = 34345.131 \text{ kN}, & \sum C_{si} &= 7853.045 \text{ kN}, & \sum T_{si} &= 6004.592 \text{ kN} \\
 P_b &= 34345.131 + 7853.045 - 6004.592 & &= 36193.584 \text{ kN} \\
 M_b &= C_c \times 926.007 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) & &= 24719.576 \text{ kN.m} \\
 e_b &< e \rightarrow \text{인장 파괴} & (e_b = M_b/P_b = 682.982 \text{ mm}, & e = M_u/P_u = 874.186 \text{ mm})
 \end{aligned}$$

㉕ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 997.242 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 847.656 \text{ mm}$ 를 사용.

$$\begin{aligned}
 C_c &= 0.85 \times 27.0 \times 1267337.731 = 29085.401 \text{ kN} \\
 \sum C_{si} &= 7182.522 \text{ kN}, & \sum T_{si} &= 7755.497 \text{ kN} \\
 P_n &= 29085.401 + 7182.522 - 7755.497 & &= 28512.426 \text{ kN} \\
 M_n &= C_c \times 931.697 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) & &= 24925.111 \text{ kN.m} \\
 \text{편심오차 : } |e - M_n/P_n (=874.184)| &= 0.0023 \leq 0.010 & \therefore \text{허용오차 만족}
 \end{aligned}$$

㉖ 강도감소계수(Φ) 산정

$$\begin{aligned}
 d_t &= 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm} \\
 c &= 997.242 \text{ mm}, & a &= k_1 \times c = 847.656 \text{ mm} \\
 \epsilon_y &= f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020 \\
 \epsilon_t &= 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 997.24) / 997.24 = 0.00272 \\
 \rightarrow \text{계수축력이 } 0.10 \times f_{ck} \times A_g \text{보다 작으므로 } \epsilon_t \text{는 최소허용변형률 이상이어야 한다.} \\
 \text{최소허용변형률은 } f_y \text{가 } 400 \text{ MPa 이하이므로 } 0.00400 \text{를 적용한다.} \\
 \epsilon_y < \epsilon_t < 0.00500 \text{ 이므로 변화구간단면이며, } \Phi = 0.80 \text{ 를 적용한다.} \\
 \Phi &= 0.700 + (0.0040 - 0.0020) \times (0.850 - 0.700) / (0.00500 - 0.00200) = 0.800
 \end{aligned}$$

㉗ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\begin{aligned}
 \text{Max} P_n &= 0.80 \times \{0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}\} = 73277.295 \text{ kN} \geq P_n = 28512.426 \text{ kN} \\
 \Phi P_n &= 0.80 \times 28512.426 = 22809.941 \text{ kN} \geq P_u = 8416.316 \text{ kN} \therefore \text{O.K} \\
 \Phi M_n &= \Phi P_n \times 0.874 = 19940.141 \text{ kN.m} \geq M_u = 7357.429 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}
 \end{aligned}$$

③ 단성설계 : (부재 9, ULB22)

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=1.00$

피복(mm)	d(mm)	$P_u(\text{kN})$	$M_u(\text{kN.m})$	e(mm)
100.000	1887.891	6733.053	5869.750	871.781

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

$$Q = \sum P_u \Delta / (V_u L_c)$$

$$= 6733.053 \times 0.00000 / (1165.750 \times 5.758)$$

$$= 0.000$$

여기서, $\sum P_u$: 총전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

V_u : 총전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 5.758 m)

㉣ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, $k = 2.100$

$$\text{세장비 } \lambda = k \times L_u / r \leq 22$$

$$= 2.100 \times 6.565 / 0.500$$

$$= 27.573 > 22.000 \quad \therefore \text{장주}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.500$: 부재단면의 최소회전반경

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 6.565 m)

㉤ 모멘트 확대계수 산정

$$\delta_s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$$

$$= 1 / (1 - 0.000)$$

$$= 1.000$$

㉥ 확대 모멘트 산정

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s \times M_{1s}$$

$$= 0.000 + 1.000 \times 1795.210$$

$$= 1795.210 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s \times M_{2s}$$

$$= 0.000 + 1.000 \times 5869.750$$

$$= 5869.750 \text{ kN.m}$$

㉦ 철근비 검토

$$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2, A_{st} = 51709.50 \text{ mm}^2, \rho_{use} = 0.01646$$

$$- 1\text{단} : \text{H29} - 45\text{EA} (A_s=28908.000 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : \text{H25} - 45\text{EA} (A_s=22801.500 \text{ mm}^2), d_2 = 127.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{\min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0165) \leq \rho_{\max} (= 0.0600) \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\rho_{\min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \times f_{ck} + 0.01 \times f_y) \} = 446133.912 \text{ mm}^2$$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉔ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1132.735 \text{ mm}, \quad a_b = k_1 \times c_b = 962.824 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1496519.879 = 34345.131 \text{ kN}, \quad \sum C_{si} = 7853.045 \text{ kN}, \quad \sum T_{si} = 6004.592 \text{ kN}$$

$$P_b = 34345.131 + 7853.045 - 6004.592 = 36193.584 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times 926.007 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 24719.576 \text{ kN.m}$$

$$e_b < e \rightarrow \text{인장 파괴} \quad (e_b = M_b/P_b = 682.982 \text{ mm}, \quad e = M_u/P_u = 871.781 \text{ mm})$$

㉕ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 998.772 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 848.957 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1269909.360 = 29144.420 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 7190.232 \text{ kN}, \quad \sum T_{si} = 7737.907 \text{ kN}$$

$$P_n = 29144.420 + 7190.232 - 7737.907 = 28596.745 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 931.626 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 24930.049 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (=871.779)| = 0.0021 \leq 0.010 \quad \therefore \text{허용오차 만족}$

㉖ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 73277.295 \text{ kN} \geq P_n = 28596.745 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 1.00 \times 28596.745 = 28596.745 \text{ kN} \geq P_u = 6733.053 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.872 = 24930.108 \text{ kN.m} \geq M_u = 5869.750 \text{ kN.m} \quad \therefore \text{O.K}$$

④ 편심최대 : (부재 9, UEB14)

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$

피복(mm)	d(mm)	$P_u(\text{kN})$	$M_u(\text{kN.m})$	e(mm)
100.000	1887.891	6396.400	7350.042	1149.090

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

$$Q = \sum P_u \Delta / (V_u L_c)$$

$$= 6396.400 \times 0.00387 / (1058.715 \times 5.758)$$

$$= 0.004$$

여기서, $\sum P_u$: 총전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

V_u : 층전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 5.758 m)

㉣ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, $k = 2.100$

$$\text{세장비 } \lambda = k \times L_u / r \leq 22$$

$$= 2.100 \times 6.565 / 0.500$$

$$= 27.573 > 22.000 \quad \therefore \text{장주}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.500$: 부재단면의 최소회전반경

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 6.565 m)

㉤ 모멘트 확대계수 산정

$$\delta_s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$$

$$= 1 / (1 - 0.004)$$

$$= 1.004$$

㉥ 확대 모멘트 산정

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s \times M_{1s}$$

$$= 0.000 + 1.004 \times 3429.063$$

$$= 3442.834 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s \times M_{2s}$$

$$= 0.000 + 1.004 \times 7320.642$$

$$= 7350.042 \text{ kN.m}$$

㉦ 철근비 검토

$$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2, A_{st} = 51709.50 \text{ mm}^2, \rho_{use} = 0.01646$$

$$- 1\text{단} : \text{H29} - 45\text{EA} (A_s=28908.000 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : \text{H25} - 45\text{EA} (A_s=22801.500 \text{ mm}^2), d_2 = 127.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{\min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0165) \leq \rho_{\max} (= 0.0600) \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\rho_{\min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{\Psi 0.80(0.85 \times f_{ck} + 0.01 \times f_y)\} = 423827.193 \text{ mm}^2$$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉔ 평형하중 산정

$$\begin{aligned}
 c_b &= 600 / (600 + f_y) \times d = 1132.735 \text{ mm}, & a_b &= k_1 \times c_b = 962.824 \text{ mm} \\
 C_c &= 0.85 \times 27.0 \times 1496519.879 = 34345.131 \text{ kN}, & \sum C_{si} &= 7853.045 \text{ kN}, & \sum T_{si} &= 6004.592 \text{ kN} \\
 P_b &= 34345.131 + 7853.045 - 6004.592 & &= 36193.584 \text{ kN} \\
 M_b &= C_c \times 926.007 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) & &= 24719.576 \text{ kN.m} \\
 e_b &< e \rightarrow \text{인장 파괴} & (e_b = M_b/P_b = 682.982 \text{ mm}, & e = M_u/P_u = 1149.090 \text{ mm})
 \end{aligned}$$

㉕ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 854.738 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 726.527 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1030783.870 = 23656.490 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 6447.912 \text{ kN}, \quad \sum T_{si} = 9285.430 \text{ kN}$$

$$P_n = 23656.490 + 6447.912 - 9285.430 = 20818.971 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 938.878 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 23922.958 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 1149.094)| = 0.0037 \leq 0.010 \quad \therefore \text{허용오차 만족}$

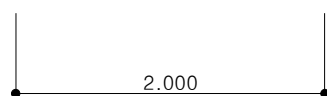
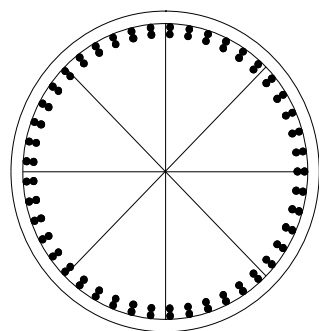
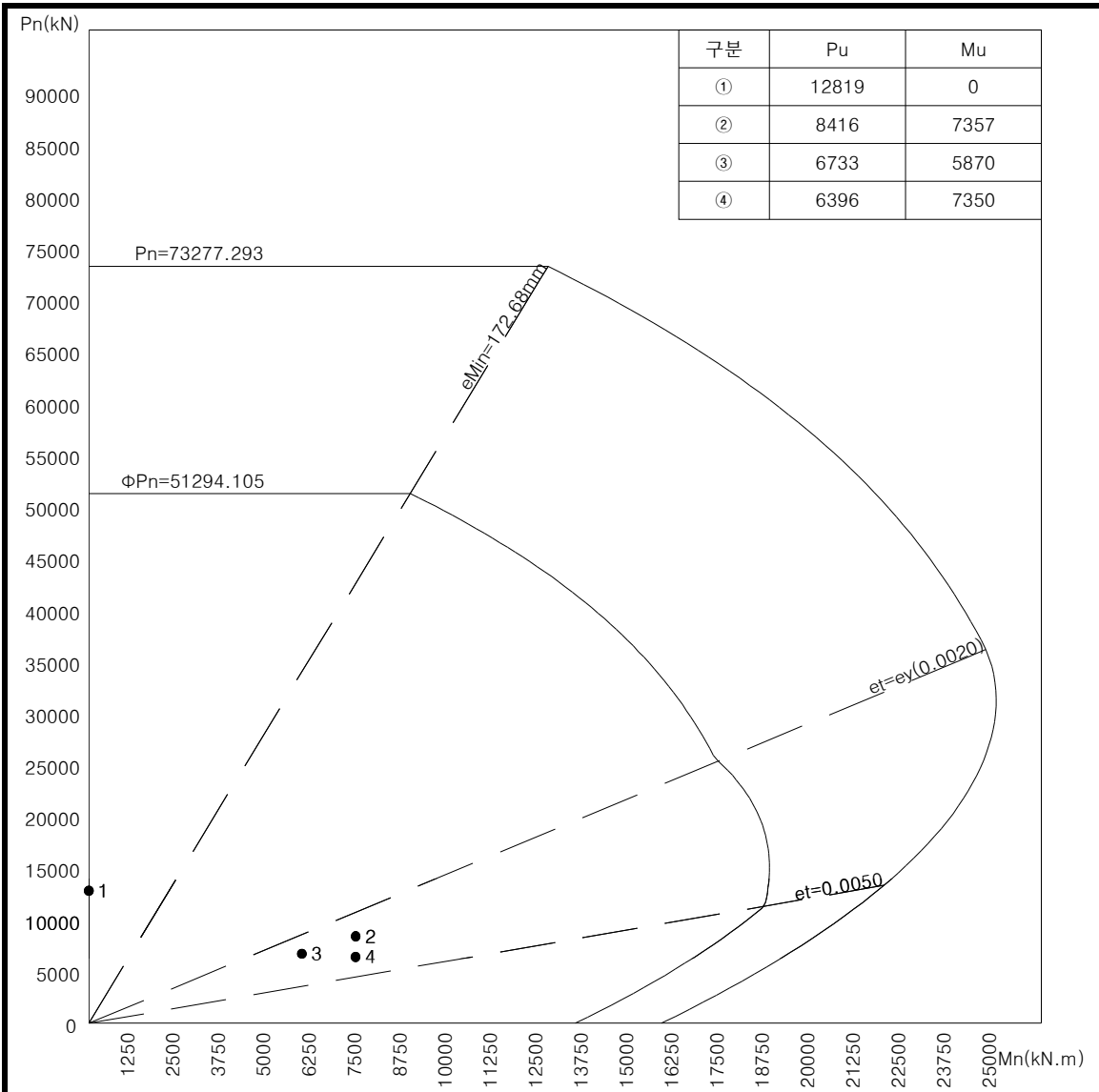
㉖ 강도감소계수(Φ) 산정

$$\begin{aligned}
 d_t &= 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm} \\
 c &= 854.738 \text{ mm}, & a &= k_1 \times c = 726.527 \text{ mm} \\
 \epsilon_y &= f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020 \\
 \epsilon_t &= 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 854.74) / 854.74 = 0.00367 \\
 &\rightarrow \text{계수축력이 } 0.10 \times f_{ck} \times A_g \text{보다 작으므로 } \epsilon_t \text{는 최소허용변형률 이상이어야 한다.} \\
 &\text{최소허용변형률은 } f_y \text{가 } 400 \text{ MPa 이하이므로 } 0.00400 \text{를 적용한다.} \\
 \epsilon_y &< \epsilon_t < 0.00500 \text{ 이므로 변화구간단면이며, } \Phi = 0.80 \text{ 를 적용한다.} \\
 \Phi &= 0.700 + (0.0040 - 0.0020) \times (0.850 - 0.700) / (0.00500 - 0.00200) = 0.800
 \end{aligned}$$

㉗ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\begin{aligned}
 \text{Max} P_n &= 0.80 \times \{0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}\} = 73277.295 \text{ kN} \geq P_n = 20818.971 \text{ kN} \\
 \Phi P_n &= 0.80 \times 20818.971 = 16655.177 \text{ kN} \geq P_u = 6396.400 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K} \\
 \Phi M_n &= \Phi P_n \times 1.149 = 19138.305 \text{ kN.m} \geq M_u = 7350.042 \text{ kN.m} \quad \therefore \text{O.K}
 \end{aligned}$$

4) PM 상관도



단면제원

$R = 1000.000$ mm
 $D = 1887.891$ mm
 $A_g = 3141592.654$ mm²
 $A_{eff} = 1570796.327$ mm²

사용 철근

$A_{st} = 51709.500$ mm²
 $P_{use} = 0.01646$
 1단 : H29-45Ea
 2단 : H25-45Ea

9.3 합성부재력 검토

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pu(kN)	Mx(kN.m)	My(kN.m)	M2(kN.m)	비 고
UL01	-12818.732	0.000	3534.475	3534.475	축력최대
UL14	-8416.316	7357.429	10313.304	12668.702	모멘트최대
UL22	-6733.053	2868.979	7566.162	8091.838	탄성설계
UL22	-6733.053	2868.979	7566.162	8091.838	소성설계
UE14	-6396.400	7350.042	9840.945	12282.805	편심최대
UL07	-10032.564	213.019	14745.622	14747.161	모멘트최대
UE20	-7626.780	7152.397	13678.153	15435.305	편심최대

註) Pu : 축력, Mx : 교축방향 모멘트, My : 교축직각방향 모멘트

Mx, My는 확대 모멘트 값을 사용한다, $M2 = \sqrt{Mx^2 + My^2}$

※ 지진시의 조합은 교축직각방향의 부재력을 사용한다.

조합시 교축방향은 내진해석에서 얻은 2866.110 kN.m를 사용하며,

교축직각방향 기둥검토시의 모멘트 확대계수를 적용한다.

$Mx = 2866.110 \times 1.001 = 2868.979$ kN.m, 2) 교축직각방향 참조

- 지진시 모멘트(=2866.110) : [5. 하중계산] - 지진에의한 하중 참조

2) 기둥검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.005	0.016	0.060	0.K	44452.676	12818.732	3534.475	3.468	0.K
모멘트최대	0.005	0.016	0.060	0.K	12418.225	8416.316	12668.702	1.475	0.K
탄성설계	0.005	0.016	0.060	0.K	19707.964	6733.053	8091.838	2.927	0.K
편심최대	0.005	0.016	0.060	0.K	9317.033	6396.400	12282.805	1.457	0.K
모멘트최대	0.005	0.016	0.060	0.K	12724.895	10032.564	14747.161	1.268	0.K
편심최대	0.005	0.016	0.060	0.K	8726.749	7626.780	15435.305	1.144	0.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 9, UL001)

【 기둥 : 하부 , 1/7 】

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$, $\theta=90.000^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1887.891	12818.732	3534.475	275.727

㉡ 철근비 검토

$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2$, $A_{st} = 51709.50 \text{ mm}^2$, $P_{use} = 0.01646$

- 1단 : H29 - 45EA ($A_s=28908.000 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H25 - 45EA ($A_s=22801.500 \text{ mm}^2$), $d_2 = 127.000 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0165) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore 0.K$

$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g$, $A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \times f_{ck} + 0.01 \times f_y) \} = 849372.648 \text{ mm}^2$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉢ 평형하중 산정

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1132.735 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 962.824 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1496519.879 = 34345.131 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 7853.045 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 6004.592 \text{ kN}$

$P_b = 34345.131 + 7853.045 - 6004.592 = 36193.584 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 926.007 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 24719.576 \text{ kN.m}$

$e_b > e \rightarrow$ 압축 파괴 ($e_b = M_b / P_b = 682.982 \text{ mm}$, $e = M_u / P_u = 275.727 \text{ mm}$)

㉣ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 1645.992 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1399.093 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 2347359.398 = 53871.898 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 10357.678 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 725.754 \text{ kN}$

$P_n = 53871.898 + 10357.678 - 725.754 = 63503.822 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 918.523 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 17509.293 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n / P_n (= 275.720)| = 0.0070 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉤ 강도감소계수(Φ) 산정

$d_t = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm}$

$c = 1645.992 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1399.093 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 1645.99) / 1645.99 = 0.00046$

$\epsilon_t \leq \epsilon_y$ 이므로 압축지배단면이며, $\Phi = 0.70$ 를 적용한다.

㉥ 축방향력 및 휨에대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{ 0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st} \} = 73277.295 \text{ kN} \geq P_n = 63503.822 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.70 \times 63503.822 = 44452.676 \text{ kN} \geq P_u = 12818.732 \text{ kN} \therefore 0.K$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.276 = 12256.818 \text{ kN.m} \geq M_u = 3534.475 \text{ kN.m} \therefore 0.K$

② 모멘트최대 : (부재 9, UL014)

【 기둥 : 하부 , 2/7 】

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$, $\theta=54.496^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	$P_u(\text{kN})$	$M_u(\text{kN.m})$	e(mm)
100.000	1887.891	8416.316	12668.702	1505.255

㉡ 철근비 검토

$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2$, $A_{st} = 51709.50 \text{ mm}^2$, $P_{use} = 0.01646$

- 1단 : H29 - 45EA ($A_s=28908.000 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H25 - 45EA ($A_s=22801.500 \text{ mm}^2$), $d_2 = 127.000 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0165) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore \text{O.K}$

$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g$, $A_{eff} = P_u / \{\Psi 0.80(0.85 \times f_{ck} + 0.01 \times f_y)\} = 557667.373 \text{ mm}^2$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉢ 평형하중 산정

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1132.735 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 962.824 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1496519.879 = 34345.131 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 7853.045 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 6004.592 \text{ kN}$

$P_b = 34345.131 + 7853.045 - 6004.592 = 36193.584 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 926.007 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 24719.576 \text{ kN.m}$

$e_b < e \rightarrow$ 인장 파괴 ($e_b = M_b / P_b = 682.982 \text{ mm}$, $e = M_u / P_u = 1505.255 \text{ mm}$)

㉣ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 741.571 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 630.336 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 848699.592 = 19477.656 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 5834.325 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 10427.717 \text{ kN}$

$P_n = 19477.656 + 5834.325 - 10427.717 = 14884.265 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 945.340 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 22404.523 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n / P_n (= 1505.249)| = 0.0061 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉤ 강도감소계수(Φ) 산정

$d_t = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm}$

$c = 741.571 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 630.336 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 741.57) / 741.57 = 0.00469$

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.00500$ 이므로 변화구간단면이며, $\Phi = 0.83$ 를 적용한다.

$\Phi = 0.700 + (0.0047 - 0.0020) \times (0.850 - 0.700) / (0.00500 - 0.00200) = 0.834$

㉦ 축방향력 및 휨에대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 73277.295 \text{ kN} \geq P_n = 14884.265 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.83 \times 14884.265 = 12418.225 \text{ kN} \geq P_u = 8416.316 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 1.505 = 18692.595 \text{ kN.m} \geq M_u = 12668.702 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

③ 단성설계 : (부재 9, UL022)

【 기둥 : 하부 , 3/7 】

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=1.00$, $\theta=69.234^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	$P_u(\text{kN})$	$M_u(\text{kN.m})$	e(mm)
100.000	1887.891	6733.053	8091.838	1201.808

㉡ 철근비 검토

$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2$, $A_{st} = 51709.50 \text{ mm}^2$, $P_{use} = 0.01646$

- 1단 : H29 - 45EA ($A_s=28908.000 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H25 - 45EA ($A_s=22801.500 \text{ mm}^2$), $d_2 = 127.000 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0165) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore \text{O.K}$

$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g$, $A_{eff} = P_u / \{\Psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y)\} = 446133.912 \text{ mm}^2$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉢ 평형하중 산정

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1132.735 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 962.824 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1496519.879 = 34345.131 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 7853.045 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 6004.592 \text{ kN}$

$P_b = 34345.131 + 7853.045 - 6004.592 = 36193.584 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 926.007 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 24719.576 \text{ kN.m}$

$e_b < e \rightarrow$ 인장 파괴 ($e_b = M_b / P_b = 682.982 \text{ mm}$, $e = M_u / P_u = 1201.808 \text{ mm}$)

㉣ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 833.871 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 708.790 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 996752.375 = 22875.467 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 6327.840 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 9495.343 \text{ kN}$

$P_n = 22875.467 + 6327.840 - 9495.343 = 19707.964 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 940.022 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 23685.073 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n / P_n (= 1201.802)| = 0.0061 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉤ 축방향력 및 휨에대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\} = 73277.295 \text{ kN} \geq P_n = 19707.964 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 1.00 \times 19707.964 = 19707.964 \text{ kN} \geq P_u = 6733.053 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 1.202 = 23685.193 \text{ kN.m} \geq M_u = 8091.838 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

④ 편심최대 : (부재 9, UE014)

【 기둥 : 하부 , 5/7 】

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$, $\theta=53.245^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	$P_u(\text{kN})$	$M_u(\text{kN.m})$	e(mm)
100.000	1887.891	6396.400	12282.805	1920.269

㉡ 철근비 검토

$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2$, $A_{st} = 51709.50 \text{ mm}^2$, $P_{use} = 0.01646$

- 1단 : H29 - 45EA ($A_s=28908.000 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H25 - 45EA ($A_s=22801.500 \text{ mm}^2$), $d_2 = 127.000 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0165) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore \text{O.K}$

$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g$, $A_{eff} = P_u / \{\Psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y)\} = 423827.193 \text{ mm}^2$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉢ 평형하중 산정

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1132.735 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 962.824 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1496519.879 = 34345.131 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 7853.045 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 6004.592 \text{ kN}$

$P_b = 34345.131 + 7853.045 - 6004.592 = 36193.584 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 926.007 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 24719.576 \text{ kN.m}$

$e_b < e \rightarrow$ 인장 파괴 ($e_b = M_b / P_b = 682.982 \text{ mm}$, $e = M_u / P_u = 1920.269 \text{ mm}$)

㉣ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 665.539 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 565.708 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 730372.178 = 16762.041 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 5389.411 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 11190.238 \text{ kN}$

$P_n = 16762.041 + 5389.411 - 11190.238 = 10961.215 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 950.019 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 21048.472 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n / P_n (= 1920.268)| = 0.0003 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉤ 강도감소계수(Φ) 산정

$d_t = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm}$

$c = 665.539 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 565.708 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 665.54) / 665.54 = 0.00556$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

㉦ 축방향력 및 휨에대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\} = 73277.295 \text{ kN} \geq P_n = 10961.215 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.85 \times 10961.215 = 9317.033 \text{ kN} \geq P_u = 6396.400 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 1.920 = 17891.204 \text{ kN.m} \geq M_u = 12282.805 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

⑤ 모멘트최대 : (부재 9, UL007)

【 기둥 : 하부 , 6/7 】

㉠설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$, $\theta=89.172^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1887.891	10032.564	14747.161	1469.929

㉡ 철근비 검토

$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2$, $A_{st} = 51709.50 \text{ mm}^2$, $P_{use} = 0.01646$

- 1단 : H29 - 45EA ($A_s=28908.000 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H25 - 45EA ($A_s=22801.500 \text{ mm}^2$), $d_2 = 127.000 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0165) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore O.K$

$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g$, $A_{eff} = P_u / \{\Psi 0.80(0.85 \times f_{ck} + 0.01 \times f_y)\} = 664760.403 \text{ mm}^2$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉢ 평형하중 산정

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1132.735 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 962.824 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1496519.879 = 34345.131 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 7853.045 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 6004.592 \text{ kN}$

$P_b = 34345.131 + 7853.045 - 6004.592 = 36193.584 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 926.007 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 24719.576 \text{ kN.m}$

$e_b < e \rightarrow$ 인장 파괴 ($e_b = M_b / P_b = 682.982 \text{ mm}$, $e = M_u / P_u = 1469.929 \text{ mm}$)

㉣ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 750.488 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 637.915 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 862807.383 = 19801.429 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 5870.855 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 10336.519 \text{ kN}$

$P_n = 19801.429 + 5870.855 - 10336.519 = 15335.765 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 944.808 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 22542.451 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n / P_n (= 1469.927)| = 0.0027 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉤ 강도감소계수(Φ) 산정

$d_t = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm}$

$c = 750.488 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 637.915 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 750.49) / 750.49 = 0.00460$

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.00500$ 이므로 변화구간단면이며, $\Phi = 0.83$ 를 적용한다.

$\Phi = 0.700 + (0.0046 - 0.0020) \times (0.850 - 0.700) / (0.00500 - 0.00200) = 0.830$

㉦ 축방향력 및 휨에대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 73277.295 \text{ kN} \geq P_n = 15335.765 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.83 \times 15335.765 = 12724.895 \text{ kN} \geq P_u = 10032.564 \text{ kN} \therefore O.K$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 1.470 = 18704.697 \text{ kN.m} \geq M_u = 14747.161 \text{ kN.m} \therefore O.K$

⑥ 편심최대 : (부재 9, UE020)

【 기둥 : 하부 , 7/7 】

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$, $\theta=62.395^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1887.891	7626.780	15435.305	2023.830

㉡ 철근비 검토

$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2$, $A_{st} = 51709.50 \text{ mm}^2$, $P_{use} = 0.01646$

- 1단 : H29 - 45EA ($A_s=28908.000 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H25 - 45EA ($A_s=22801.500 \text{ mm}^2$), $d_2 = 127.000 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0165) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore \text{O.K}$

$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g$, $A_{eff} = P_u / \{\psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y)\} = 505352.505 \text{ mm}^2$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉢ 평형하중 산정

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1132.735 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 962.824 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1496519.879 = 34345.131 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 7853.045 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 6004.592 \text{ kN}$

$P_b = 34345.131 + 7853.045 - 6004.592 = 36193.584 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 926.007 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 24719.576 \text{ kN.m}$

$e_b < e \rightarrow$ 인장 파괴 ($e_b = M_b / P_b = 682.982 \text{ mm}$, $e = M_u / P_u = 2023.830 \text{ mm}$)

㉣ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 652.022 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 554.219 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 709737.355 = 16288.472 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 5300.458 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 11322.167 \text{ kN}$

$P_n = 16288.472 + 5300.458 - 11322.167 = 10266.764 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 950.877 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 20778.226 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n / P_n (= 2023.834)| = 0.0042 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉤ 강도감소계수(Φ) 산정

$d_t = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm}$

$c = 652.022 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 554.219 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 652.02) / 652.02 = 0.00574$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

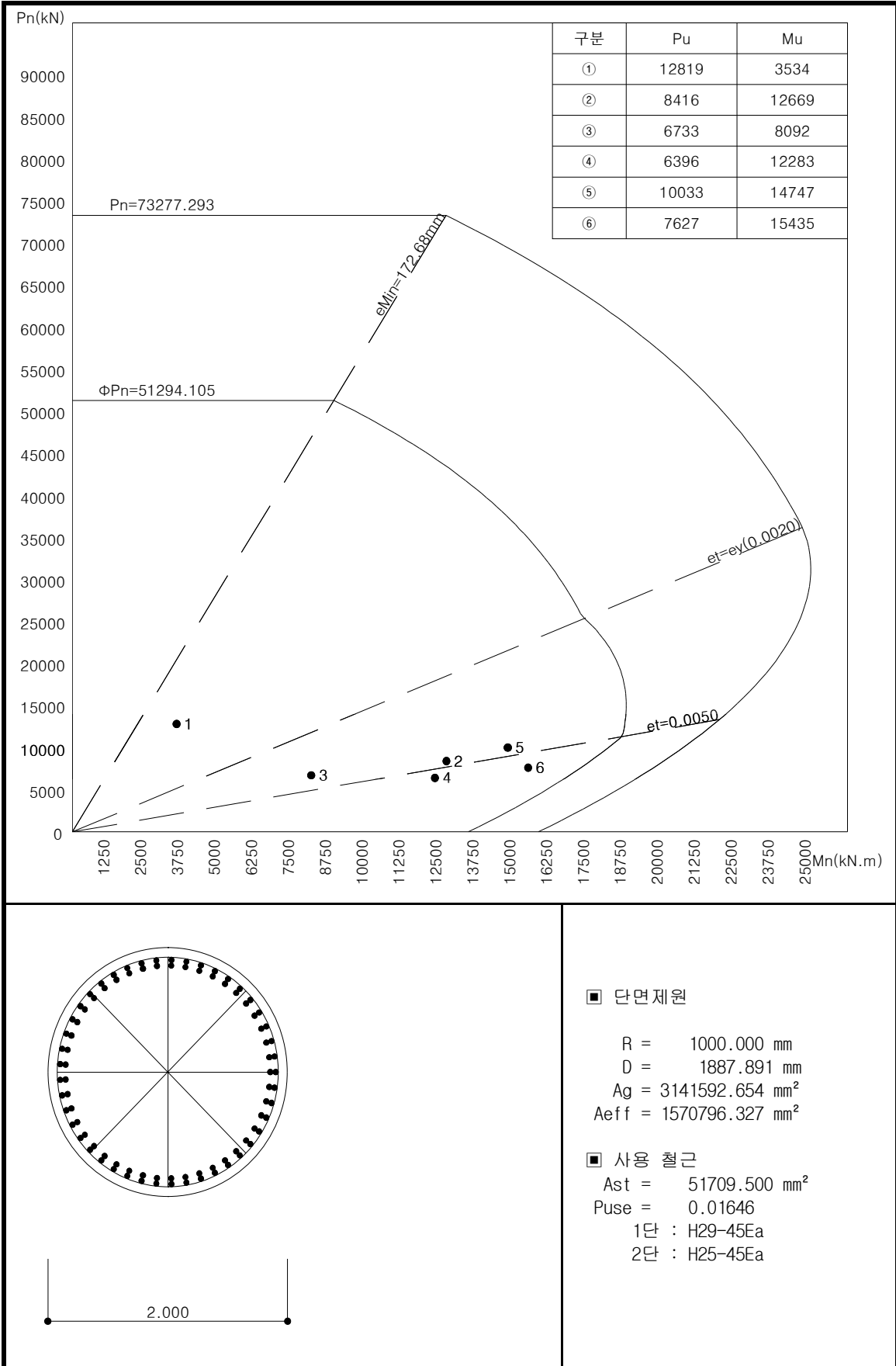
㉥ 축방향력 및 휨에대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\} = 73277.295 \text{ kN} \geq P_n = 10266.764 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.85 \times 10266.764 = 8726.749 \text{ kN} \geq P_u = 7626.780 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 2.024 = 17661.456 \text{ kN.m} \geq M_u = 15435.305 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

4) PM 상관도



9.4 상시 전단설계

(1) 기둥에 발생하는 최대전단력 : ULB08 MAX, 『기둥부재력 집계』 참조

교축방향 $V = 1017.570 \text{ kN}$
 교축직각방향 $V = 436.974 \text{ kN}$
 합성전단력 $V = 1107.427 \text{ kN}$
 축방향력 $P = 11211.337 \text{ kN}$

(2) 공칭전단력 $V_n = V_c + V_s \quad (\phi = 0.80)$

$$V_n = V_{\max} / \phi = 1107.427 / 0.80 = 1384.284 \text{ kN}$$

(3) 압축부재에 의한 콘크리트 전단 V_c 및 필요철근 전단 V_s

① 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 d

$$h = 2000.000 \text{ mm} \quad d' = 112.109 \text{ mm}$$

$$Z_s = \sum (\text{인장철근들의 면적} \times \text{거리}) / \sum (\text{면적})$$

$$= 560.275 \text{ mm}$$

$$d = h/2 + Z_s$$

$$= 2000.000/2 + 560.275$$

$$= 1560.275 \text{ mm}$$

② 압축부재의 콘크리트 전단력 V_c

$$V_c = 1/6 \times (1 + N_u / 14A_g) \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

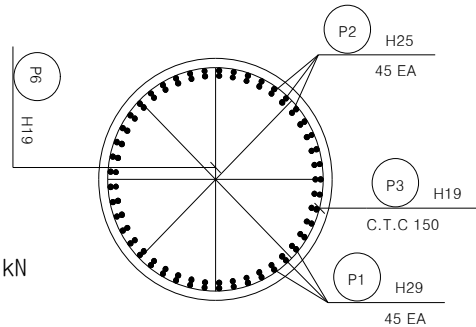
$$= 1/6 \times \{ 1 + 11211.337 \times 1000 / (14 \times 3141592.654) \} \times \sqrt{27.0}$$

$$\times 2000.000 \times 1560.275$$

$$= 3391.351 \text{ kN}$$

③ 필요철근 전단력 V_s

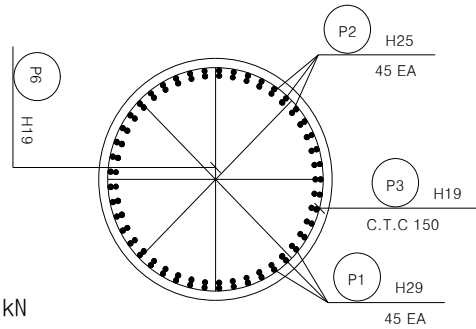
$$V_c/2 = 1695.675 \text{ kN} \geq V_n \leq V_c = 3391.351 \quad \therefore \text{전단 철근 필요 없음}$$



9.5 지진시 전단설계

(1) 기동에 발생하는 최대전단력 : ULB22 MAX, 『기동부재력 집계』 참조

교축방향 $V = 1165.750 \text{ kN}$
 교축직각방향 $V = 411.820 \text{ kN}$
 합성전단력 $V = 1236.353 \text{ kN}$
 축방향력 $P = 6733.053 \text{ kN}$



(2) 공칭전단력 $V_n = V_c + V_s$ ($\Phi = 1.00$)

$$V_n = V_{\max} / \Phi = 1236.353 / 1.00 = 1236.353 \text{ kN}$$

(3) 압축부재에 의한 콘크리트 전단 V_c 및 필요철근 전단 V_s

① 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 d

$$h = 2000.000 \text{ mm} \quad d' = 112.109 \text{ mm}$$

$$Z_s = \frac{\sum (\text{인장철근들의 면적} \times \text{거리})}{\sum (\text{면적})}$$

$$= 560.275 \text{ mm}$$

$$d = h/2 + Z_s$$

$$= 2000.000/2 + 560.275$$

$$= 1560.275 \text{ mm}$$

② 압축부재의 콘크리트 전단력 V_c

$$V_c = 1/6 \times \{ 10 \times P_u / x (\sqrt{f_{ck}} \times A_g) \} \times (1 + P_u / 14A_g) \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 1/6 \times \{ 10 + 6733.053 \times 1000 / (\sqrt{27.0} \times 3141592.654) \}$$

$$\times \{ 1 + 6733.053 / (14 \times 3141592.654) \} \times \sqrt{27.0} \times 2000.000 \times 1560.275$$

$$= 2473.555 \text{ kN}$$

③ 필요철근 전단력 V_s

$$V_c/2 = 1236.777 \text{ kN} > V_n = 1236.353 \text{ kN} \quad \therefore \text{전단철근 불필요}$$

9.6 기둥의 횡방향 철근 간격 검토

① 단부구역과 소성힌지구역의 심부구속 철근의 설치 [도로교설계기준 6.8.3.2]

캔틸레버로 거동하는 기둥의 하단과 골조로 거동하는 기둥의 하단과 상단을 단부구역으로 한다.

단부구역의 길이는 기둥의 최대 단면치수, 기둥 순높이의 1/6,

450mm 중 가장 큰 값 이상이어야 한다.

$$- \text{기둥의 최대단면치수 } D = 2000.0 \text{ mm}$$

$$- \text{기둥 순높이의 } 1/6 = 3700.0 / 6 = 616.7 \text{ mm}$$

$$\therefore 2000.0 \text{ mm} = 2.000 \text{ m}$$

② 단부구역 및 소성힌지구역의 횡방향철근의 간격 [도로교설계기준 6.8.3.3]

횡방향철근의 간격은 부재최소단면치수의 1/4, 축방향 철근지름의 6배 이하이어야 한다.

$$- \text{기둥의 최소단면치수 } D / 4 = 2000.0 / 4 = 500.0 \text{ mm}$$

$$- \text{축방향 철근지름 } 6 \times d = 6 \times 29.0 = 174.0 \text{ mm}$$

$$\therefore 174.0 \text{ mm} = 0.174 \text{ m}$$

③ 심부구속 및 단부구역의 횡방향 철근의 설치 [도로교설계기준 6.8.3.3]

심부구속 및 단부구역의 횡방향 철근은 인접부재와의 연결면으로부터 기둥 치수의

0.5배까지 연장해서 설치해야 하나 그 길이가 380 mm 작아서는 안된다.

$$- \text{기둥 치수의 0.5배 이상 연장} : 0.5 \times D = 1000.0 \text{ mm}$$

$$\therefore 1000.0 \text{ mm} = 1.000 \text{ m}$$

④ 단부구역 이외의 위치에서 겹침이음 적용시 횡방향 철근의 간격 [도로교설계기준 6.8.3.3]

$$- \text{기둥의 최소단면치수 } D / 4 = 2000.0 / 4 = 500.0 \text{ mm}$$

$$- 100.0 \text{ mm}$$

$$\therefore 500.0 \text{ mm} = 0.500 \text{ m}$$

10. 기 초 설 계

10.1 교축직각방향

1) 기초 안정검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vx(kN)	My(kN)	ΣV (kN)	Mr (kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
SV005	8624.106	759.280	7667.406	10736.606	34893.970	9185.967	축력최대
SV007	7717.357	759.280	11172.644	9829.857	31947.035	12691.205	모멘트최대
SV021	7717.357	759.280	11172.644	9829.857	31947.035	12691.205	편심최대
SV022	6733.053	935.910	7558.596	8845.553	28748.047	9430.416	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

$$\Sigma V = P + W, \quad W = 6.500 \times 6.500 \times 2.000 \times 25.000 = 2112.500 \text{ kN}$$

$$Mr = \Sigma V \times B/2, \quad B = 6.500 \text{ m}$$

$$My = M + P \times e, \quad e = -0.000 \text{ m}$$

$$Mo = |My + Vx \times h|, \quad h = 2.000 \text{ mm}$$

※ 말뚝검토시의 모멘트는 $M_c = \Sigma V \times e$ 를 적용한다, $e = B/2 - (Mr - Mo)/\Sigma V$

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 전도에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

③ 활동에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

④ 지지력에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

■ 확대기초 두께에 대한 강체 검토 : [도로교 설계기준 5.4.5.2]

- 확대기초는 부재로서 필요한 두께를 확보함과 동시에 강체로서 취급되는 두께를 가져야함을 원칙으로 한다.
- 확대기초에 대한 강체로서의 취급여부는 지반반력 및 말뚝반력에 미치는 확대기초의 강성의 영향을 고려하여 판정하는 것으로서, 일반적으로 다음의 식을 만족할 때 강체로 취급할 수 있다.

$$\beta \lambda \leq 1.0$$

여기서

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{3 \cdot k}{E \cdot h^3}} (m^{-1})$$

k : kv - 직접기초인 경우, kp - 말뚝기초인 경우

kp : 환산지반반력계수 (kN/m³)

$$= 336160.388 \times 25 / (6.500 \times 6.500) = 198911.472 \text{ kN/m}^3$$

$$k_p = k_v \cdot \frac{n \cdot m}{L \cdot B}$$

Kv : 개 말뚝의 축방향 스프링정수 (= 336160.388 kN/m), 『말뚝계산』 참조

L : 확대기초의 길이 (= 6.500 m)

B : 확대기초의 폭 (= 6.500 m)

n*m : 말뚝의 개수 (= 25 본)

E : 확대기초의 탄성계수 (= 27804000.000 kN/m²)

h : 확대기초의 평균두께 (= 2.000 m)

λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

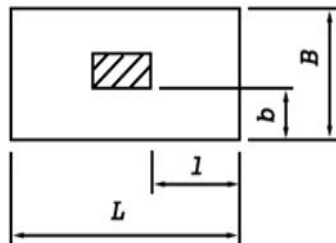
$$\beta = \sqrt[4]{\{(3 \times 198911.472) / (27804000.000 \times 2.000^3)\}} = 0.228 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

★ 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우

$$\lambda = \max(l, b) = \max(2.250, 2.250) = 2.250$$

다만, l ≥ L/20이면 l = L/2 = 3.250

b ≥ B/20이면 b = B/2 = 3.250



$$\beta \lambda = 0.228 \times 2.250 = 0.512 \leq 1.0, \therefore O.K$$

2) 기초 단면검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vx(kN)	My(kN)	ΣV (kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
UL001	12818.732	436.974	3499.130	15564.982	50586.192	4373.078	축력최대
UL007	10032.564	987.064	14524.438	12778.814	41531.146	16498.567	모멘트최대
UE021	7626.780	949.100	13527.693	9633.655	31309.379	15425.894	편심최대
UL022	6733.053	935.910	7558.596	8845.553	28748.047	9430.416	지진시
SV005	8624.106	759.280	7667.406	10736.606	34893.970	9185.967	축력최대
SV007	7717.357	759.280	11172.644	9829.857	31947.035	12691.205	모멘트최대
SV021	7717.357	759.280	11172.644	9829.857	31947.035	12691.205	편심최대
SV022	6733.053	935.910	7558.596	8845.553	28748.047	9430.416	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

$$\Sigma V = P + W, \quad W = 6.500 \times 6.500 \times 2.000 \times 25.000 \times \text{하중계수}$$

$$Mr = \Sigma V \times B/2, \quad B = 6.500 \text{ m}$$

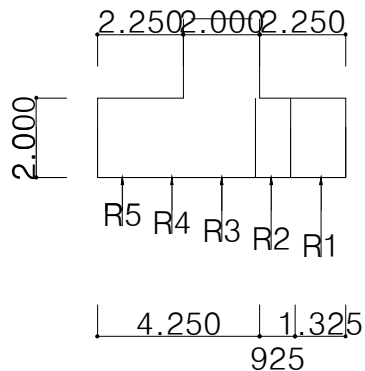
$$My = M + P \times e, \quad e = -0.000 \text{ m}$$

$$Mo = |My + Vx \times h|, \quad h = 2.000 \text{ mm}$$

※ 말뚝검토시의 모멘트는 $Mc = \Sigma V \times e$ 를 적용한다, $e = B/2 - (Mr - Mo)/\Sigma V$

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 기초의 단면력 계산



$$R1 = Ru1 \times 5\text{본}$$

$$R2 = Ru2 \times 5\text{본}$$

$$R3 = Ru3 \times 5\text{본}$$

$$R4 = Ru4 \times 5\text{본}$$

$$R5 = Ru5 \times 5\text{본}$$

구 분	R1	R2	R3	R4	R5
SV005	3680.981	2914.151	2147.321	1380.491	613.661
SV007	4022.955	2994.463	1965.971	937.479	-91.013
SV021	4022.955	2994.463	1965.971	937.479	-91.013
SV022	3332.463	2550.787	1769.111	987.435	205.759
UL001	3859.244	3486.12	3112.996	2739.873	2366.749
UL007	5229.842	3892.803	2555.763	1218.723	-118.317
UE021	4432.552	3179.641	1926.731	673.821	-579.09
UL022	3332.463	2550.787	1769.111	987.435	205.759

㉠ 기초자중에 의한 단면력

$$Vb = 1.325 \times 2.000 \times 6.500 \times 25.000 = 430.625 \text{ kN}$$

$$Ma = 2.364 \times 2.000 \times 6.500 \times 25.000 \times 2.364/2 = 908.131 \text{ kN.m}$$

㉞ 말뚝반력에 의한 단면력

$$V_b = R_1$$

$$M_a = R_1 \times -1.714 + R_2 \times -0.414$$

㉞ 사용하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		사용하중 단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)	
SV005	3680.981	7515.660	3250.356	6607.530	
SV007	4022.955	8135.054	3592.330	7226.923	
SV021	4022.955	8135.054	3592.330	7226.923	
SV022	3332.463	6767.867	2901.838	5859.736	

※ 사용하중단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력

㉞ 계수하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		계수단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)	
UL001	3859.244	8057.998	3299.432	6877.428	
UL007	5229.842	10575.570	4670.030	9395.000	
UE021	4432.552	8913.766	4023.458	8051.042	
UL022	3332.463	6767.867	2901.838	5859.736	

※ 계수단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력 x 사하중계수

1) 단면 검토 : 교각-지점부

★ 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.80$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
6500.0	2000.0	1850.0	150.0	9395.0	4670.0

★ 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 25841.700 \times 400.00 = 10336680.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 6500.000 = 149175.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 69.292 \text{ mm, } c = 69.292 / \beta_1 = 69.292 / 0.85 = 81.520 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1850.00 - 81.520) / 81.520 = 0.06508$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 15101.684 \text{ mm}^2$$

★ 사용철근량 = 25841.7 mm^2 (철근도심 : 150.0 mm) , [사용률 = 1.711]

1단 : H25 - 51.0 EA (= 25841.7 mm^2)

★ 철근비 검토

$$A_{s,temp} = 0.0015 \times 6500.0 \times 1200.0 = 11700.000 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,req} = 15101.684 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{min} = \text{Max}(15101.684, 11700.000) / bd = 0.00126$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / bd = 0.00215$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

★ 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 69.292 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 25841.700 \times 400 \times (1850.00 - a/2) = 15950.022 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 9395.000 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K} \quad [\text{안전률 } 1.698]$$

★ 전단에 대한 검토 ($d = 1850.00 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 6500.00 \times 1850.00 = 8331.164 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 4670.030 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

- 수평철근 검토

★ 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

단, 단위M당 1800 mm² 이하

사용철근량 : H22 - 53 EA

H19 - 27 EA = 28251.800 mm²

필요철근량 : 0.0015 x 2000.0 x 6500.0 = 19500.0 mm² < 28251.8 mm²

(28251.800 / 6.500) = 4346.431 mm² > (1800 mm²)

필요철근량이 1800mm²보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

1800mm²보다 크게 취할 필요가 없다.

∴ 0.K

★ 노출면 300mm² 이상 『도로교설계기준 4.3.9, 철도설계기준 P.254』

사용철근량 : H19 - 27 EA

= 7735.500 mm²

필요철근량 : 300.000 mm²

< 7735.500 mm² ∴ 0.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi / 3)] = 7226.923 \times 1000000 / [25841.700 \times (1850.000 - 294.263/3)]$$

$$= 159.632 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)}$$

$$= -7 \times 25841.700 / 6500.0 + 7 \times 25841.700 / 6500.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 6500.0 \times 1850.0 / (7 \times 25841.700)}$$

$$= 294.263 \text{ mm}$$

사용철근량 = 25841.7 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H25 - 51.0 EA (= 25841.7 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 150.00 - 25/2 = 137.50 \text{ mm}$$

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 159.63) - 2.5 \times 137.50 = 149.57 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 159.63) = 394.66 \text{ mm}$$

Sa는 작은 값인 149.57 mm 를 적용

$$S = 6500.00 / 51.0 \text{ EA} = 127.45 \leq S_a (= 149.57 \text{ mm}) \quad \therefore 0.K$$

10.2 교축방향

1) 기초 안정검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vy(kN)	Mx(kN)	ΣV (kN)	Mr (kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
SVB16	8624.106	814.859	-5693.308	10736.606	34893.970	4063.590	축력최대
SVB14	6733.053	846.972	-5856.513	8845.553	28748.047	4162.568	모멘트최대
SVB14	6733.053	846.972	-5856.513	8845.553	28748.047	4162.568	편심최대
SVB22	6733.053	1165.750	5869.750	8845.553	28748.047	8201.250	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

$$\Sigma V = P + W, \quad W = 6.500 \times 6.500 \times 2.000 \times 25.000 = 2112.500 \text{ kN}$$

$$Mr = \Sigma V \times B/2, \quad B = 6.500 \text{ m}$$

$$Mx = M + P \times e, \quad e = 0.000 \text{ m}$$

$$Mo = |Mx + Vy \times h|, \quad h = 2.000 \text{ m}$$

※ 말뚝검토시의 모멘트는 $Mc = \Sigma V \times e$ 를 적용한다, $e = B/2 - (Mr - Mo)/\Sigma V$

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 전도에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

③ 활동에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

④ 지지력에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

2) 기초 단면검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vy(kN)	Mx(kN)	ΣV (kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
ULB01	12818.732	0.000	0.000	15564.982	50586.192	0.000	축력최대
ULB14	8416.316	1058.715	-7320.642	11056.941	35935.058	5203.212	모멘트최대
UEB14	6396.400	1058.715	-7320.642	8403.275	27310.644	5203.212	편심최대
ULB22	6733.053	1165.750	5869.750	8845.553	28748.047	8201.250	지진시
SVB16	8624.106	814.859	-5693.308	10736.606	34893.970	4063.590	축력최대
SVB14	6733.053	846.972	-5856.513	8845.553	28748.047	4162.568	모멘트최대
SVB14	6733.053	846.972	-5856.513	8845.553	28748.047	4162.568	편심최대
SVB22	6733.053	1165.750	5869.750	8845.553	28748.047	8201.250	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

$$\Sigma V = P + W, \quad W = 6.500 \times 6.500 \times 2.000 \times 25.000 \times \text{하중계수}$$

$$Mr = \Sigma V \times B/2, \quad B = 6.500 \text{ m}$$

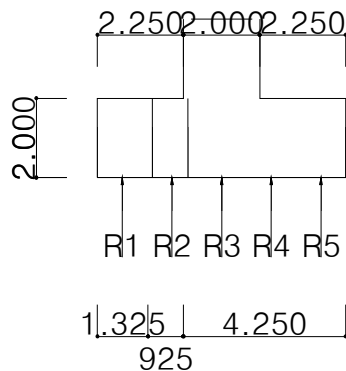
$$Mx = M + P \times e, \quad e = 0.000 \text{ m}$$

$$Mo = |Mx + Vy \times h|, \quad h = 2.000 \text{ m}$$

※ 말뚝검토시의 모멘트는 $Mc = \Sigma V \times e$ 를 적용한다, $e = B/2 - (Mr - Mo)/\Sigma V$

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 기초의 단면력 계산



$$R1 = Ru1 \times 5\text{본}$$

$$R2 = Ru2 \times 5\text{본}$$

$$R3 = Ru3 \times 5\text{본}$$

$$R4 = Ru4 \times 5\text{본}$$

$$R5 = Ru5 \times 5\text{본}$$

구 분	R1	R2	R3	R4	R5
SVB16	2928.096	2537.709	2147.321	1756.934	1366.547
SVB14	2571.523	2170.317	1769.111	1367.904	966.698
SVB14	2571.523	2170.317	1769.111	1367.904	966.698
SVB22	3190.394	2479.752	1769.111	1058.469	347.828
ULB01	3112.996	3112.996	3112.996	3112.996	3112.996
ULB14	3214.404	2712.896	2211.388	1709.88	1208.372
UEB14	2683.671	2182.163	1680.655	1179.147	677.639
ULB22	3190.394	2479.752	1769.111	1058.469	347.828

㉠ 기초자중에 의한 단면력

$$Vb = 1.325 \times 2.000 \times 6.500 \times 25.000 = 430.625 \text{ kN}$$

$$Ma = 2.364 \times 2.000 \times 6.500 \times 25.000 \times 2.364/2 = 908.131 \text{ kN.m}$$

㉞ 말뚝반력에 의한 단면력

$$V_b = R_1$$

$$M_a = R_1 \times 1.714 + R_2 \times 0.414$$

㉞ 사용하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		사용하중 단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)	
SVB16	2928.096	6069.368	2497.471	5161.237	
SVB14	2571.523	5306.102	2140.898	4397.972	
SVB14	2571.523	5306.102	2140.898	4397.972	
SVB22	3190.394	6494.952	2759.769	5586.821	

※ 사용하중단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력

㉞ 계수하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		계수단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)	
ULB01	3112.996	6624.456	2553.184	5443.887	
ULB14	3214.404	6632.628	2676.123	5497.465	
UEB14	2683.671	5503.228	2274.577	4640.503	
ULB22	3190.394	6494.952	2759.769	5586.821	

※ 계수단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력 x 사하중계수

1) 단면 검토 : 교축방향

★ 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.80$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
6500.0	2000.0	1850.0	150.0	5586.8	2759.8

★ 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 20516.300 \times 400.00 = 8206520.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 6500.000 = 149175.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 55.013 \text{ mm, } c = 55.013 / \beta_1 = 55.013 / 0.85 = 64.721 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1850.00 - 64.721) / 64.721 = 0.08275$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 8939.990 \text{ mm}^2$$

★ 사용철근량 = 20516.3 mm² (철근도심 : 150.0 mm) , [사용률 = 2.295]

1단 : H22 - 53.0 EA (= 20516.3 mm²)

★ 철근비 검토

$$A_{s,temp} = 0.0015 \times 6500.0 \times 1200.0 = 11700.000 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,req} = 8939.990 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{min} = \text{Max}(8939.990, 11700.000) / b d = 0.00097$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00171$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

★ 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 55.013 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 20516.300 \times 400 \times (1850.00 - a/2) = 12712.881 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 5586.821 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K} \quad [\text{안전률 } 2.276]$$

★ 전단에 대한 검토 ($d = 1850.00 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 6500.00 \times 1850.00 = 8331.164 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 2759.769 \text{ kN}) , \text{ 전단보강 불필요.}$$

- 수평철근 검토

★ 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

단, 단위M당 1800 mm² 이하

사용철근량 : H25 - 51 EA

H22 - 26 EA = 35906.300 mm²

필요철근량 : 0.0015 x 2000.0 x 6500.0 = 19500.0 mm² < 35906.3 mm²

(35906.300 / 6.500) = 5524.046 mm² > (1800 mm²)

필요철근량이 1800mm²보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

1800mm²보다 크게 취할 필요가 없다.

∴ 0.K

★ 노출면 300mm² 이상 『도로교설계기준 4.3.9, 철도설계기준 P.254』

사용철근량 : H22 - 26 EA

= 10064.600 mm²

필요철근량 : 300.000 mm²

< 10064.600 mm²

∴ 0.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi / 3)] = 5161.237 \times 1000000 / [20516.300 \times (1850.000 - 264.677 / 3)]$$

$$= 142.792 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s / b + nA_s / b \sqrt{[1 + 2bd / (nA_s)]}$$

$$= -7 \times 20516.300 / 6500.0 + 7 \times 20516.300 / 6500.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 6500.0 \times 1850.0 / (7 \times 20516.300))]}$$

$$= 264.677 \text{ mm}$$

사용철근량 = 20516.3 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H22 - 53.0 EA (= 20516.3 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 150.00 - 22 / 2 = 139.00 \text{ mm}$$

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 142.79) - 2.5 \times 139.00 = 204.00 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 142.79) = 441.20 \text{ mm}$$

Sa는 작은 값인 204.00 mm 를 적용

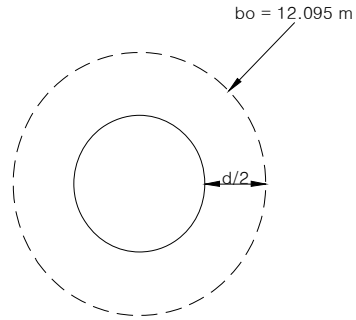
$$S = 6500.00 / 53.0 \text{ EA} = 122.64 \leq S_a (= 204.00 \text{ mm}) \quad \therefore 0.K$$

11. 기초 2방향전단(편칭) 검토

1) 최대 연직하중 (V_u) : -12818.732 kN

2) PUNCHING SHEAR 검토위치 : 기둥전면 $d/2$

3) 위험단면 길이(b_o) = 12.095 m



4) 콘크리트가 부담하는 전단강도

$$\ast \beta_c = 1.000, \quad \alpha_s = 40$$

$$\begin{aligned} \textcircled{1} V_{c1} &= 1/6 \times (1 + 2/\beta_c) \times \sqrt{F_{ck}} \times b_o \times d \\ &= 1/6 \times (1 + 2/1.00) \times \sqrt{27} \times 12.095 \times 1.850 \\ &= 58134.549 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \textcircled{2} V_{c2} &= 1/6 \times (1 + (\alpha_s \cdot d)/(2 \cdot b_o)) \times \sqrt{F_{ck}} \times b_o \times d \\ &= 1/6 \times (1 + (40 \cdot 1.850)/(2 \cdot 12.095)) \times \sqrt{27} \times 12.095 \times 1.850 \\ &= 78657.622 \text{ kN} \end{aligned}$$

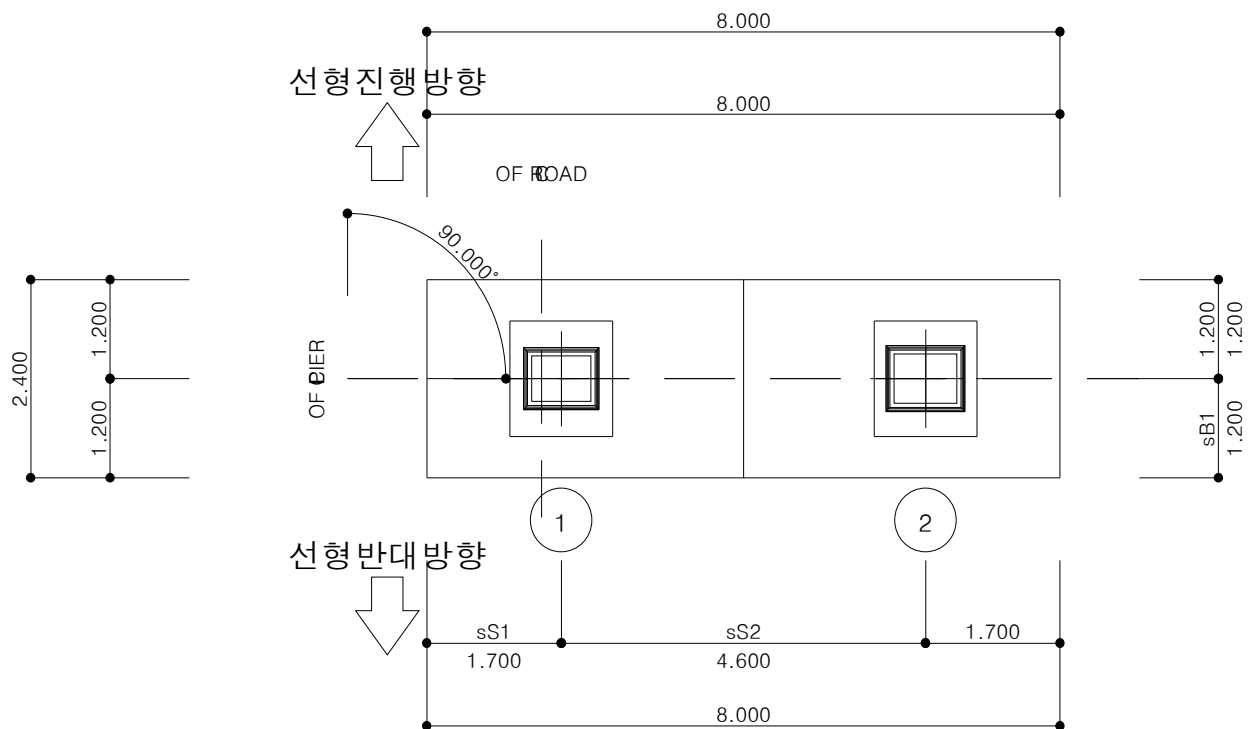
$$\begin{aligned} \textcircled{3} V_{c3} &= 1/3 \times \sqrt{F_{ck}} \times b_o \times d \\ &= 1/3 \times \sqrt{27} \times 12.095 \times 1.850 \\ &= 38756.366 \text{ kN} \end{aligned}$$

----- 이중 작은 값 사용

$$\therefore \text{콘크리트가 부담하는 전단강도} (\phi V_c) = 0.80 \times 38756.366 = 31005.093 \text{ kN}$$

$$\ast \phi V_c > V_u \text{ ----- } 0.K$$

12. 교량 받침부 검토



12.1 받침 연단거리 검토

① 필요 연단거리

- 거더의 경간길이가 100m 이하이므로 $S = 200 + 5.0L$

$$S = 200 + 5.0 \times 40.150 = 400.750 \text{ mm}$$

② 실제 연단거리

구 분	필요연단	받침 규격		연단거리	비 고
		교축방향	직각방향		
1	400.750	550.000	750.000	925.000	0.K
2	400.750	595.000	795.000	902.500	0.K

12.2 최소 받침지지 길이 검토

① 최소 받침지지 길이

: 연속 지점부 이므로 생략한다.

12.3 교량받침 수직력, 수평력 검토

구 분	수직력			수평력		
	허용값	상부반력	비 고	허용값	탄성지진력	비 고
SHOE 1	5000.000	3684.754	0.K	651.400	421.357	0.K
SHOE 2	6000.000	4461.363	0.K	693.600	452.283	0.K

탄성지진력은 응답수정계수(R = 1.0)를 고려한 값이며 내진장치 불필요

12.4 교량받침 보강 철근 검토

① 교량받침에 작용하는 하중

구 분	수직력	수평력		보강범위(mm)		비 고
		교축방향	직각방향	교축방향	직각방향	
1	3684.754	316.810	304.475	1950.000	2250.000	
2	4461.363	386.702	339.040	1995.000	2295.000	

탄성지진력은 응답수정계수(R = 1.0)를 고려한 값

② 교량받침 하면 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	5704.959	6303.000	0.K	5680.336	6303.000	0.K
2	6808.507	8516.200	0.K	6631.043	8516.200	0.K

③ 교량받침 콘크리트 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	1760.054	10724.400	0.K	1691.529	10724.400	0.K
2	2148.345	10724.400	0.K	1883.555	10724.400	0.K

12.5 교량받침 하면 보강 : 교량받침 2

① 교량받침에 작용하는 하중

- 연직하중 : 최대반력

$$P = 4461.363 \text{ kN}$$

- 교축방향 수평하중 : 탄성지진력, 온도변화의 영향

$$Hx1 = 2964.716 \times 0.150 / 1.15 = 386.702 \text{ kN}$$

$$Hx2 = 452.283 / 1.33 = 340.062 \text{ kN}$$

☞ 수평력은 Hx1, Hx2 중 큰 값인 386.702 kN를 적용한다.

- 교축직각방향 수평하중 : 탄성지진력, 풍하중의 영향

$$B/D = 9.170 / 4.790 = 1.914 \quad [1 \leq B/D < 8]$$

$$W1 = [4.0 - 0.2 \times (9.170 / 4.790)] \times 4.790 = 17.3 \text{ kN/m} \geq 6.0 \text{ 이므로}$$

$$Hy1 = 17.326 \times 80.150 / 2 / 2EA / 1.25 = 277.736 \text{ kN}$$

$$Hy2 = 450.923 / 1.33 = 339.040 \text{ kN}$$

☞ 수평력은 Hy1, Hy2 중 큰 값인 339.040 kN를 적용한다.

② 연직하중에 대한 보강

$$\begin{aligned}b1x &= 595.000 \text{ mm} & b1y &= 795.000 \text{ mm} \\b2x &= 1200.000 \text{ mm} & b2y &= 1700.000 \text{ mm} \\bcx &= 2 \times b2x = 2400.000 \text{ mm} < 5 \times b1x = 2975.000 \text{ mm} \\bcy &= 2 \times b2y = 3400.000 \text{ mm} < 5 \times b1y = 3975.000 \text{ mm} \\Asx1 &= 1/4 \times (1 - b1x/bcx) \times P/fsa \\&= 1/4 \times (1 - 595.000/2400.000) \times 4461.363 \times 10^3 / 180.000 \\&= 4660.163 \text{ mm}^2 \\Asy1 &= 1/4 \times (1 - b1y/bcy) \times P/fsa \\&= 1/4 \times (1 - 795.000/3400.000) \times 4461.363 \times 10^3 / 180.000 \\&= 4747.489 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

③ 수평하중에 대한 보강

$$\begin{aligned}Asx2 &= Hx/fsa \\&= 386.702 \times 10^3 / 180.000 \\&= 2148.345 \text{ mm}^2 \\Asy2 &= Hy/fsa \\&= 339.040 \times 10^3 / 180.000 \\&= 1883.555 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

④ 철근 보강 범위

- 교축직각방향 철근보강 범위
 $Bxo = b1x + b2y = 595.000 + 1700.000 = 2295.000 \text{ mm}$
- 교축방향 철근보강 범위
 $Byo = b1y + b2x = 795.000 + 1200.000 = 1995.000 \text{ mm}$

⑤ 철근량 산정

- 교축직각방향
 $Asy = Asy1 + Asy2 = 4747.489 + 1883.555 = 6631.043 \text{ mm}^2$
 $Bxo = 2295.000 \text{ mm}$ 범위내에서 H22 - 26 EA
 $As = 387.100 \times 26 = 10064.600 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$
- 교축방향
 $Asx = Asx1 + Asx2 = 4660.163 + 2148.345 = 6808.507 \text{ mm}^2$
 $Byo = 1995.000 \text{ mm}$ 범위내에서 H22 - 26 EA
 $As = 387.100 \times 26 = 10064.600 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$

12.6 교량받침 콘크리트 보강 : 교량받침 2

① 교축직각방향

$$As2 = Hy/f_{sa} = 339.040 \times 10^3 / 180.000 = 1883.555 \text{ mm}^2$$

사용철근 : H16 - 28 EA + H16 - 26 EA

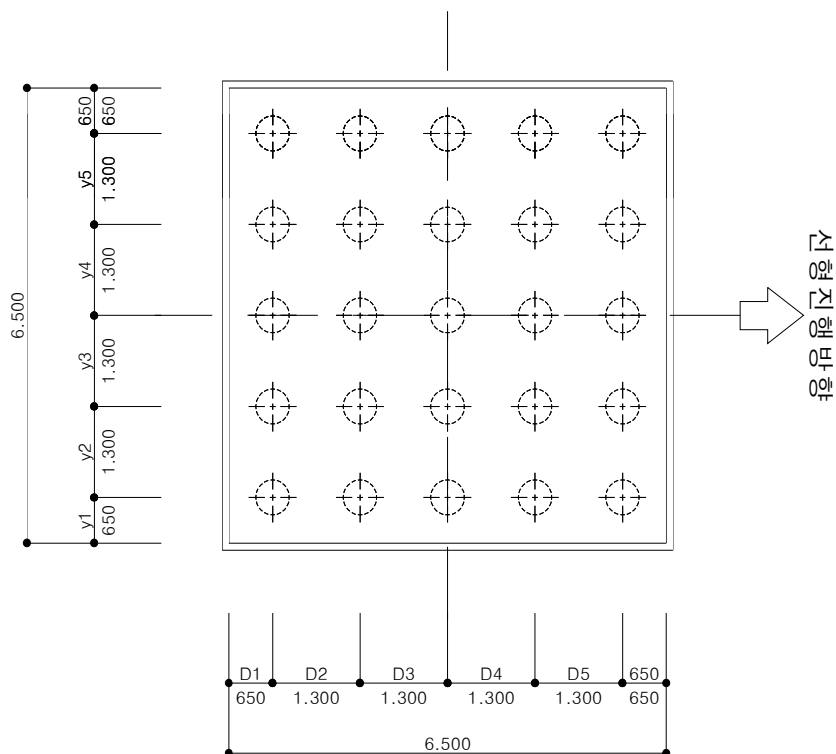
$$As = 198.600 \times 28 + 198.600 \times 26 = 10724.400 \text{ mm}^2 \quad \therefore 0.K$$

② 교축방향

$$As1 = Hx/f_{sa} = 386.702 \times 10^3 / 180.000 = 2148.345 \text{ mm}^2$$

사용철근 : H16 - 28 EA + H16 - 26 EA

$$As = 198.600 \times 28 + 198.600 \times 26 = 10724.400 \text{ mm}^2 \quad \therefore 0.K$$



2) 말뚝도심에서의 작용하중

구 분		Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	비 고
사용하중	COMBO 1	10736.606	759.280	9185.967	SV005
	COMBO 2	9829.857	759.280	12691.205	SV007
	COMBO 3	9829.857	759.280	12691.205	SV021
	COMBO 4	8845.553	935.910	9430.416	SV022
계수하중	COMBO 1	15564.982	436.974	4373.078	UL001
	COMBO 2	12778.814	987.064	16498.567	UL007
	COMBO 3	9633.655	949.100	15425.894	UE021
	COMBO 4	8845.553	935.910	9430.416	UL022

3) 말뚝의 특성치 계산

① 말뚝의 축방향 스프링정수

$$\begin{aligned} A_p &= A_e &= 0.1085 \text{ m}^2 & ; \text{ 말뚝의 환산단면적} \\ a &= 0.013 \times (L/D) + 0.53 &= 0.798 \\ K_v &= a \times A_p \times E_p / L &= 336160.388 \text{ kN/m} & ; \text{ 말뚝의 축방향 스프링정수} \end{aligned}$$

② 말뚝의 축직각방향 스프링정수

: $1/\beta$ 가정된 값이 계산된 값과 일치할 때까지 반복 계산

$$B_H = \sqrt{\frac{D}{\beta}} \quad k_{HO} = \frac{1}{0.3} \alpha E_O \quad k_H = k_{HO} \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-\frac{3}{4}}$$

$\alpha = 1$ (평상시), 2 (지진시)

$$E_O = 1000 \times N = 1000 \times 20 = 20000 \text{ kN/m}^2$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$$

가) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 평상시

가정된 $1/\beta$ (m)	계산치 $1/\beta$ (m)	K_h (kN/m ³)
0.500	2.430	22724.39
2.430	2.818	12560.11
2.818	2.858	11881.00
2.858	2.862	11819.25
2.862	2.862	11813.47
2.862	2.862	11812.93
2.862	2.862	11812.88

$$K_h = 11812.88 \text{ kN/m}^3$$

$$\beta = 0.349 \text{ m}^{-1}$$

$$\beta L = 0.349 \times 10.3000 = 3.599 \geq 3 \quad \therefore \text{반무한장 말뚝으로 설계한다.}$$

나) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 지진시

가정된 $1/\beta$ (m)	계산치 $1/\beta$ (m)	K_h (kN/m ³)
0.500	2.044	45448.77
2.044	2.332	26806.80
2.332	2.361	25512.34
2.361	2.364	25394.24
2.364	2.364	25383.19
2.364	2.364	25382.16
2.364	2.364	25382.06

$$K_h = 25382.05 \text{ kN/m}^3$$

$$\beta = 0.423 \text{ m}^{-1}$$

$$\beta L = 0.423 \times 10.3000 = 4.357 \geq 3 \quad \therefore \text{반무한장 말뚝으로 설계한다.}$$

4) 말뚝의 변위 및 부재력

① 말뚝머리 고정일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	16904.139	30000.005	$4EI \beta^3$	kN/m
K2	24189.697	35458.139	$2EI \beta^2$	kN/rad
K3	24189.697	35458.139	$2EI \beta^2$	kN/rad
K4	69230.550	83818.627	$2EI \beta$	kN.m/rad

나) 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum (K_1 \cos^2 \theta_i + K_v \sin^2 \theta_i)$	422603.5	750000.1
Axy, Ayx	$\sum (K_v - K_1) \sin \theta_i \cos \theta_i$	0.0	0.0
Axa, Aax	$\sum \{(K_v - K_1)x_i \sin \theta_i \cos \theta_i - K_2 \cos \theta_i\}$	-604742.4	-886453.5
Ayy	$\sum (K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)$	8404009.7	8404009.7
Aya, Aay	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i + K_2 \sin \theta_i\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i^2 + (K_2 + K_3)x_i \sin \theta_i + K_4\}$	30136316.6	30501018.5
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	0.0022989	0.0012776	0.0003509	COMBO 1	0.0012784	0.0018521	0.0001708
COMBO 2	0.0024702	0.0011697	0.0004707	COMBO 2	0.0032113	0.0015206	0.0006119
COMBO 3	0.0024702	0.0011697	0.0004707	COMBO 3	0.0030664	0.0011463	0.0005734
COMBO 4	0.0016707	0.0010525	0.0003577	COMBO 4	0.0016707	0.0010525	0.0003577

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 2.470 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ 0.K

다) 말뚝의 작용력과 말뚝머리에서의 반력

▣ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

$$\delta x(i) = \delta x \times \cos\theta(i) - (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \sin\theta(i)$$

$$\delta y(i) = \delta x \times \sin\theta(i) + (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \cos\theta(i)$$

$$P_n(i) = K_v \times \delta y(i)$$

$$P_h(i) = K_1 \times \delta x(i) - K_2 \times \alpha$$

$$M_t(i) = -K_3 \times \delta x(i) + K_4 \times \alpha$$

- 사용하중 조합

구 분		$\delta x(i)$	$\delta y(i)$	α	$P_n(i)$	$P_h(i)$	$M_t(i)$
COMBO 1	1	0.0022989	0.0021900	0.0003509	736.196	30.371	-31.313
	2	0.0022989	0.0017338	0.0003509	582.830	30.371	-31.313
	3	0.0022989	0.0012776	0.0003509	429.464	30.371	-31.313
	4	0.0022989	0.0008213	0.0003509	276.098	30.371	-31.313
	5	0.0022989	0.0003651	0.0003509	122.732	30.371	-31.313
COMBO 2	1	0.0024702	0.0023935	0.0004707	804.591	30.371	-27.168
	2	0.0024702	0.0017816	0.0004707	598.893	30.371	-27.168
	3	0.0024702	0.0011697	0.0004707	393.194	30.371	-27.168
	4	0.0024702	0.0005578	0.0004707	187.496	30.371	-27.168
	5	0.0024702	-0.0000541	0.0004707	-18.203	30.371	-27.168
COMBO 3	1	0.0024702	0.0023935	0.0004707	804.591	30.371	-27.168
	2	0.0024702	0.0017816	0.0004707	598.893	30.371	-27.168
	3	0.0024702	0.0011697	0.0004707	393.194	30.371	-27.168
	4	0.0024702	0.0005578	0.0004707	187.496	30.371	-27.168
	5	0.0024702	-0.0000541	0.0004707	-18.203	30.371	-27.168
COMBO 4	1	0.0016707	0.0019827	0.0003577	666.493	37.436	-29.255
	2	0.0016707	0.0015176	0.0003577	510.157	37.436	-29.255
	3	0.0016707	0.0010525	0.0003577	353.822	37.436	-29.255
	4	0.0016707	0.0005875	0.0003577	197.487	37.436	-29.255
	5	0.0016707	0.0001224	0.0003577	41.152	37.436	-29.255

- 계수하중 조합

구 분		$\delta x(i)$	$\delta y(i)$	α	$P_n(i)$	$Ph(i)$	$M_t(i)$
COMBO 1	1	0.0012784	0.0022961	0.0001708	771.849	17.479	-19.101
	2	0.0012784	0.0020741	0.0001708	697.224	17.479	-19.101
	3	0.0012784	0.0018521	0.0001708	622.599	17.479	-19.101
	4	0.0012784	0.0016301	0.0001708	547.975	17.479	-19.101
	5	0.0012784	0.0014081	0.0001708	473.350	17.479	-19.101
COMBO 2	1	0.0032113	0.0031115	0.0006119	1045.968	39.483	-35.318
	2	0.0032113	0.0023160	0.0006119	778.561	39.483	-35.318
	3	0.0032113	0.0015206	0.0006119	511.153	39.483	-35.318
	4	0.0032113	0.0007251	0.0006119	243.745	39.483	-35.318
	5	0.0032113	-0.0000704	0.0006119	-23.663	39.483	-35.318
COMBO 3	1	0.0030664	0.0026372	0.0005734	886.510	37.964	-34.478
	2	0.0030664	0.0018917	0.0005734	635.928	37.964	-34.478
	3	0.0030664	0.0011463	0.0005734	385.346	37.964	-34.478
	4	0.0030664	0.0004009	0.0005734	134.764	37.964	-34.478
	5	0.0030664	-0.0003445	0.0005734	-115.818	37.964	-34.478
COMBO 4	1	0.0016707	0.0019827	0.0003577	666.493	37.436	-29.255
	2	0.0016707	0.0015176	0.0003577	510.157	37.436	-29.255
	3	0.0016707	0.0010525	0.0003577	353.822	37.436	-29.255
	4	0.0016707	0.0005875	0.0003577	197.487	37.436	-29.255
	5	0.0016707	0.0001224	0.0003577	41.152	37.436	-29.255

■ 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	2.600	0	736.196	30.371	-31.313	5
	2	1.300	0	582.830	30.371	-31.313	5
	3	0.000	0	429.464	30.371	-31.313	5
	4	-1.300	0	276.098	30.371	-31.313	5
	5	-2.600	0	122.732	30.371	-31.313	5
	계			10736.606	759.280	9185.967	25
COMBO 2	1	2.600	0	804.591	30.371	-27.168	5
	2	1.300	0	598.893	30.371	-27.168	5
	3	0.000	0	393.194	30.371	-27.168	5
	4	-1.300	0	187.496	30.371	-27.168	5
	5	-2.600	0	-18.203	30.371	-27.168	5
	계			9829.857	759.280	12691.205	25
COMBO 3	1	2.600	0	804.591	30.371	-27.168	5
	2	1.300	0	598.893	30.371	-27.168	5
	3	0.000	0	393.194	30.371	-27.168	5
	4	-1.300	0	187.496	30.371	-27.168	5
	5	-2.600	0	-18.203	30.371	-27.168	5
	계			9829.857	759.280	12691.205	25
COMBO 4	1	2.600	0	666.493	37.436	-29.255	5
	2	1.300	0	510.157	37.436	-29.255	5
	3	0.000	0	353.822	37.436	-29.255	5
	4	-1.300	0	197.487	37.436	-29.255	5
	5	-2.600	0	41.152	37.436	-29.255	5
	계			8845.553	935.910	9430.416	25

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	2.600	0	771.849	17.479	-19.101	5
	2	1.300	0	697.224	17.479	-19.101	5
	3	0.000	0	622.599	17.479	-19.101	5
	4	-1.300	0	547.975	17.479	-19.101	5
	5	-2.600	0	473.350	17.479	-19.101	5
	계			15564.982	436.974	4373.078	25
COMBO 2	1	2.600	0	1045.968	39.483	-35.318	5
	2	1.300	0	778.561	39.483	-35.318	5
	3	0.000	0	511.153	39.483	-35.318	5
	4	-1.300	0	243.745	39.483	-35.318	5
	5	-2.600	0	-23.663	39.483	-35.318	5
	계			12778.814	987.064	16498.567	25
COMBO 3	1	2.600	0	886.510	37.964	-34.478	5
	2	1.300	0	635.928	37.964	-34.478	5
	3	0.000	0	385.346	37.964	-34.478	5
	4	-1.300	0	134.764	37.964	-34.478	5
	5	-2.600	0	-115.818	37.964	-34.478	5
	계			9633.655	949.100	15425.894	25
COMBO 4	1	2.600	0	666.493	37.436	-29.255	5
	2	1.300	0	510.157	37.436	-29.255	5
	3	0.000	0	353.822	37.436	-29.255	5
	4	-1.300	0	197.487	37.436	-29.255	5
	5	-2.600	0	41.152	37.436	-29.255	5
	계			8845.553	935.910	9430.416	25

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉔ COMBO 1 : SV005

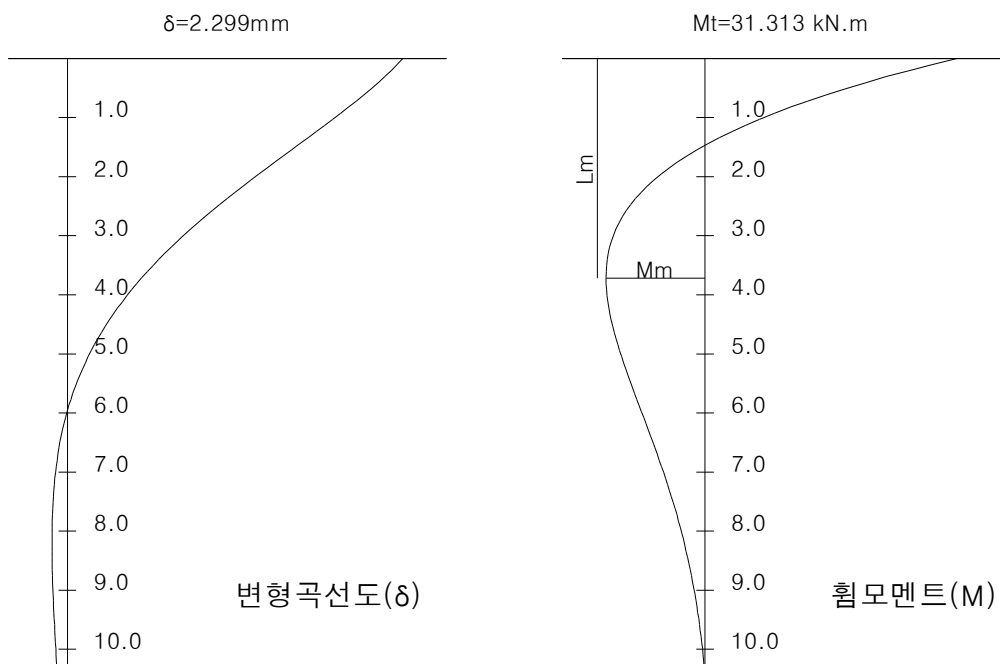
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -12.320 kN.m, 3.716 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.299 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.299 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	31.313	-30.371	2.299	
0.687	13.532	-21.621	1.999	
1.373	1.303	-14.248	1.632	
2.060	-6.384	-8.394	1.257	
2.747	-10.563	-4.011	0.911	
3.433	-12.192	-0.935	0.615	
4.120	-12.097	1.053	0.375	
4.807	-10.942	2.188	0.193	
5.493	-9.236	2.692	0.063	
6.180	-7.344	2.761	-0.023	
6.867	-5.508	2.553	-0.074	
7.553	-3.872	2.193	-0.099	
8.240	-2.510	1.772	-0.106	
8.927	-1.439	1.351	-0.100	
9.613	-0.646	0.968	-0.088	
10.300	-0.097	0.643	-0.072	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉞ COMBO 2 : SV007

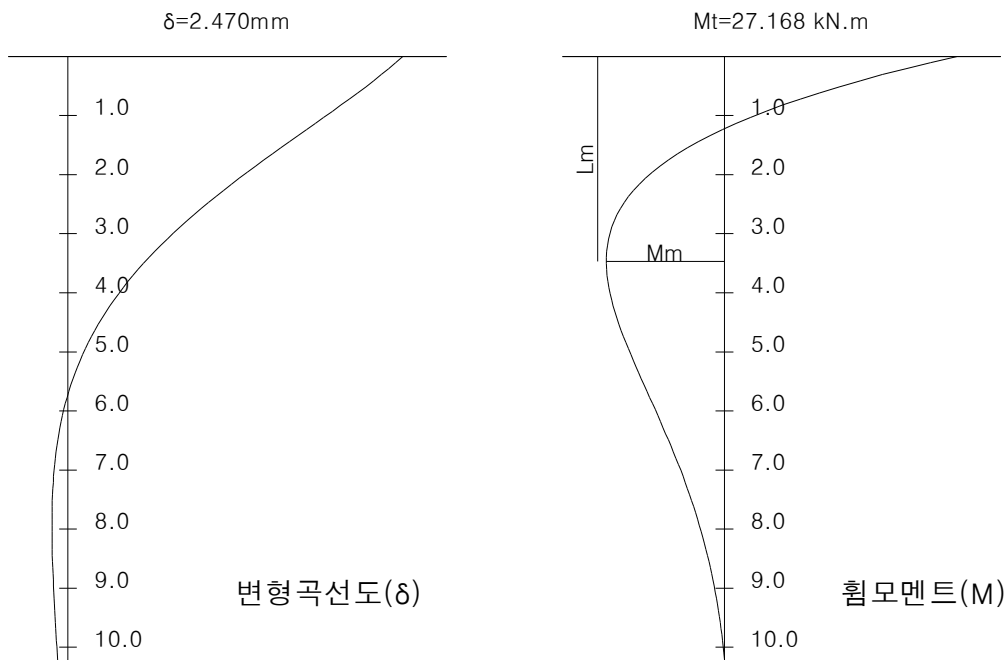
㉞ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -13.811 kN.m, 3.469 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.470 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.470 mm

㉞ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	27.168	-30.371	2.470	
0.687	9.590	-21.080	2.098	
1.373	-2.157	-13.420	1.677	
2.060	-9.232	-7.464	1.265	
2.747	-12.774	-3.102	0.895	
3.433	-13.809	-0.122	0.585	
4.120	-13.199	1.734	0.341	
4.807	-11.626	2.725	0.158	
5.493	-9.600	3.092	0.031	
6.180	-7.476	3.039	-0.050	
6.867	-5.485	2.731	-0.096	
7.553	-3.755	2.293	-0.116	
8.240	-2.345	1.814	-0.118	
8.927	-1.260	1.353	-0.108	
9.613	-0.474	0.946	-0.092	
10.300	0.055	0.608	-0.074	

㉞ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 3 : SV021

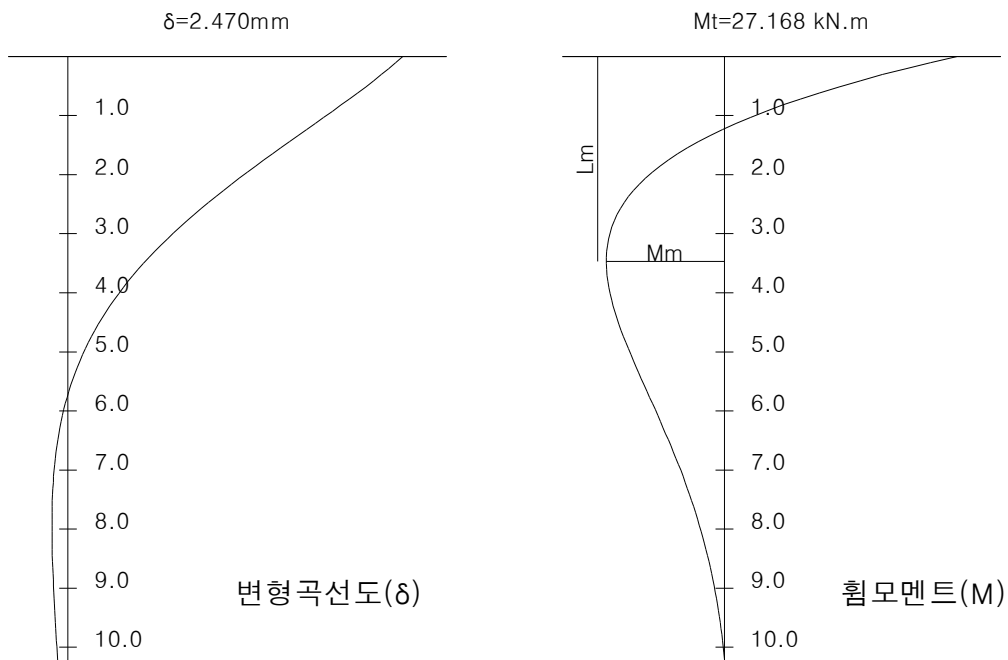
㉔ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -13.811 kN.m, 3.469 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.470 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.470 mm

㉔ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	27.168	-30.371	2.470	
0.687	9.590	-21.080	2.098	
1.373	-2.157	-13.420	1.677	
2.060	-9.232	-7.464	1.265	
2.747	-12.774	-3.102	0.895	
3.433	-13.809	-0.122	0.585	
4.120	-13.199	1.734	0.341	
4.807	-11.626	2.725	0.158	
5.493	-9.600	3.092	0.031	
6.180	-7.476	3.039	-0.050	
6.867	-5.485	2.731	-0.096	
7.553	-3.755	2.293	-0.116	
8.240	-2.345	1.814	-0.118	
8.927	-1.260	1.353	-0.108	
9.613	-0.474	0.946	-0.092	
10.300	0.055	0.608	-0.074	

㉔ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 4 : SV022

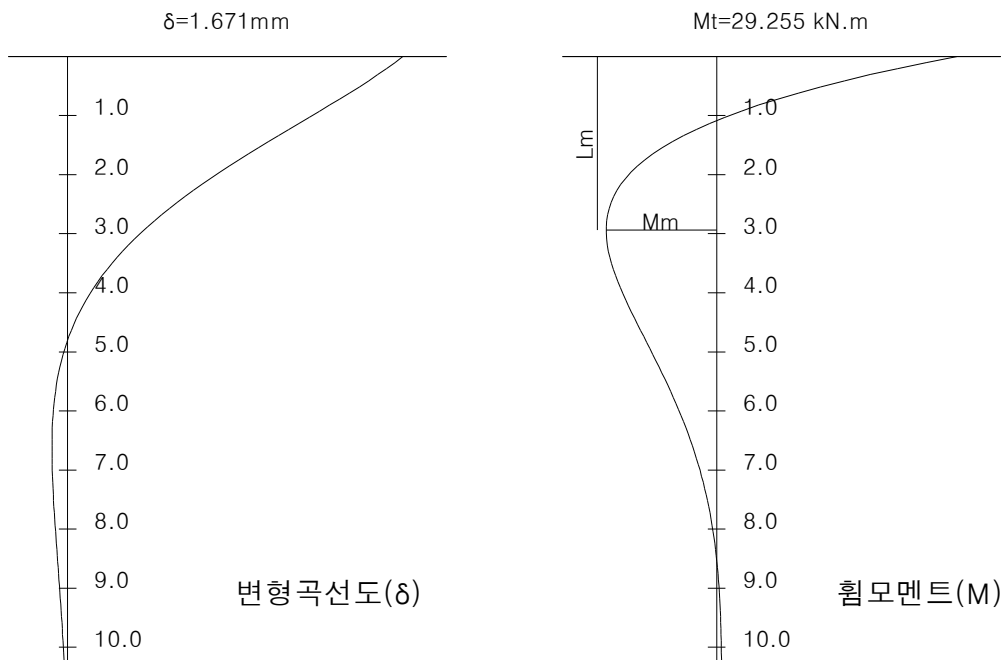
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -13.464 kN.m, 2.941 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.671 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.671 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	29.255	-37.436	1.671	
0.687	8.273	-24.109	1.374	
1.373	-4.507	-13.611	1.034	
2.060	-11.087	-6.021	0.714	
2.747	-13.368	-1.015	0.445	
3.433	-12.957	1.913	0.238	
4.120	-11.091	3.309	0.092	
4.807	-8.648	3.673	-0.001	
5.493	-6.190	3.412	-0.053	
6.180	-4.033	2.836	-0.075	
6.867	-2.318	2.156	-0.078	
7.553	-1.066	1.503	-0.070	
8.240	-0.231	0.948	-0.057	
8.927	0.265	0.518	-0.042	
9.613	0.509	0.212	-0.029	
10.300	0.581	0.014	-0.017	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉔ COMBO 1 : UL001

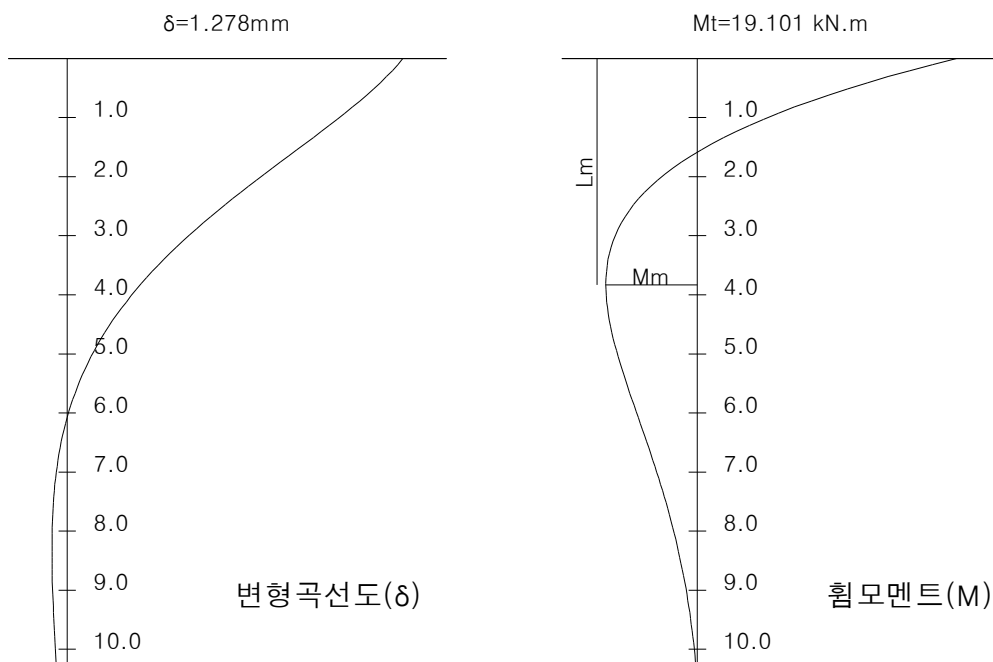
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -6.738 kN.m, 3.831 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.278 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.278 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	19.101	-17.479	1.278	
0.687	8.815	-12.584	1.124	
1.373	1.651	-8.415	0.927	
2.060	-2.932	-5.073	0.721	
2.747	-5.503	-2.545	0.529	
3.433	-6.595	-0.750	0.361	
4.120	-6.674	0.429	0.225	
4.807	-6.119	1.119	0.121	
5.493	-5.221	1.445	0.045	
6.180	-4.192	1.516	-0.006	
6.867	-3.176	1.423	-0.037	
7.553	-2.259	1.236	-0.053	
8.240	-1.487	1.009	-0.058	
8.927	-0.875	0.776	-0.056	
9.613	-0.417	0.562	-0.049	
10.300	-0.095	0.379	-0.041	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉞ COMBO 2 : UL007

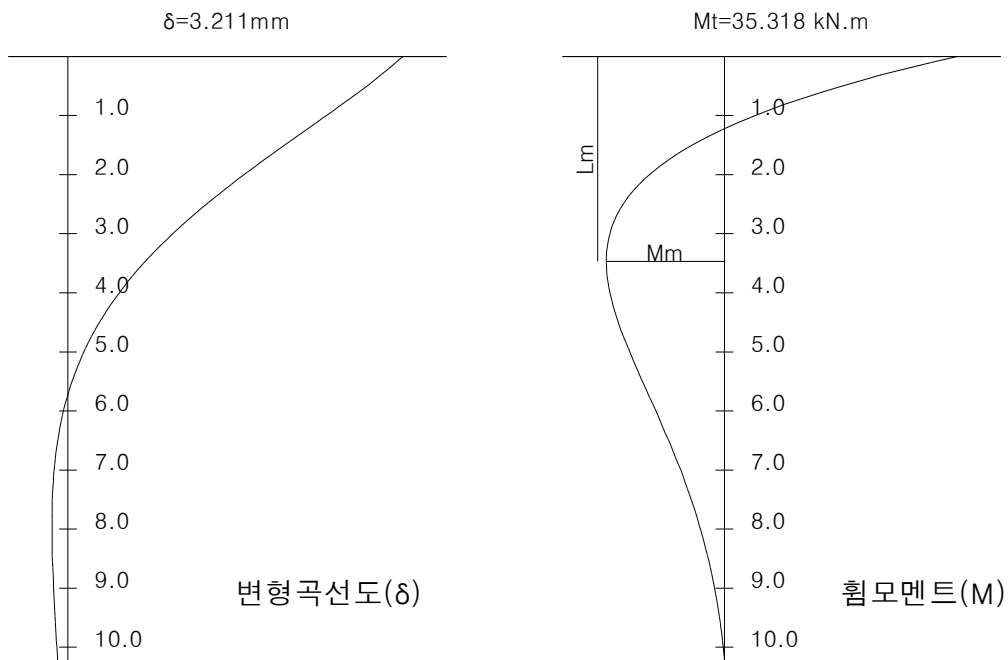
㉞ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -17.955 kN.m, 3.469 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.211 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.211 mm

㉞ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	35.318	-39.483	3.211	
0.687	12.467	-27.404	2.727	
1.373	-2.805	-17.446	2.180	
2.060	-12.002	-9.704	1.644	
2.747	-16.606	-4.033	1.164	
3.433	-17.952	-0.159	0.761	
4.120	-17.159	2.254	0.443	
4.807	-15.114	3.542	0.206	
5.493	-12.480	4.019	0.040	
6.180	-9.719	3.950	-0.066	
6.867	-7.130	3.550	-0.125	
7.553	-4.882	2.980	-0.151	
8.240	-3.049	2.358	-0.153	
8.927	-1.638	1.759	-0.140	
9.613	-0.617	1.230	-0.120	
10.300	0.071	0.790	-0.096	

㉞ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 3 : UE021

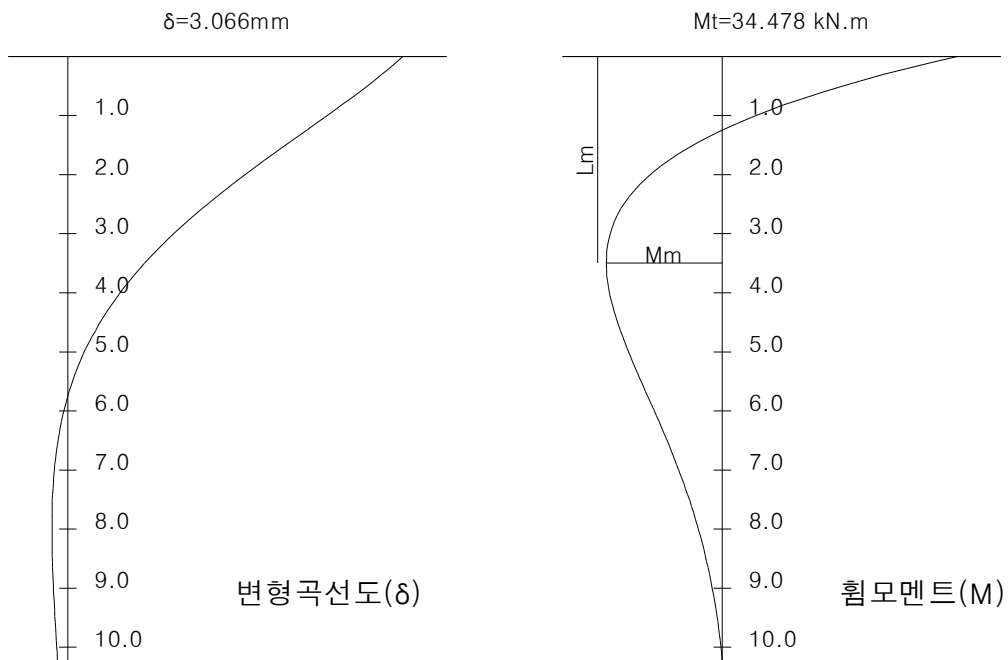
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -17.067 kN.m, 3.493 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.066 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.066 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	34.478	-37.964	3.066	
0.687	12.480	-26.417	2.610	
1.373	-2.264	-16.879	2.091	
2.060	-11.184	-9.447	1.580	
2.747	-15.691	-3.992	1.121	
3.433	-17.060	-0.254	0.735	
4.120	-16.361	2.082	0.430	
4.807	-14.447	3.339	0.202	
5.493	-11.954	3.815	0.043	
6.180	-9.328	3.764	-0.060	
6.867	-6.859	3.391	-0.118	
7.553	-4.709	2.853	-0.143	
8.240	-2.952	2.262	-0.146	
8.927	-1.597	1.691	-0.134	
9.613	-0.614	1.185	-0.115	
10.300	0.050	0.764	-0.092	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 4 : UL022

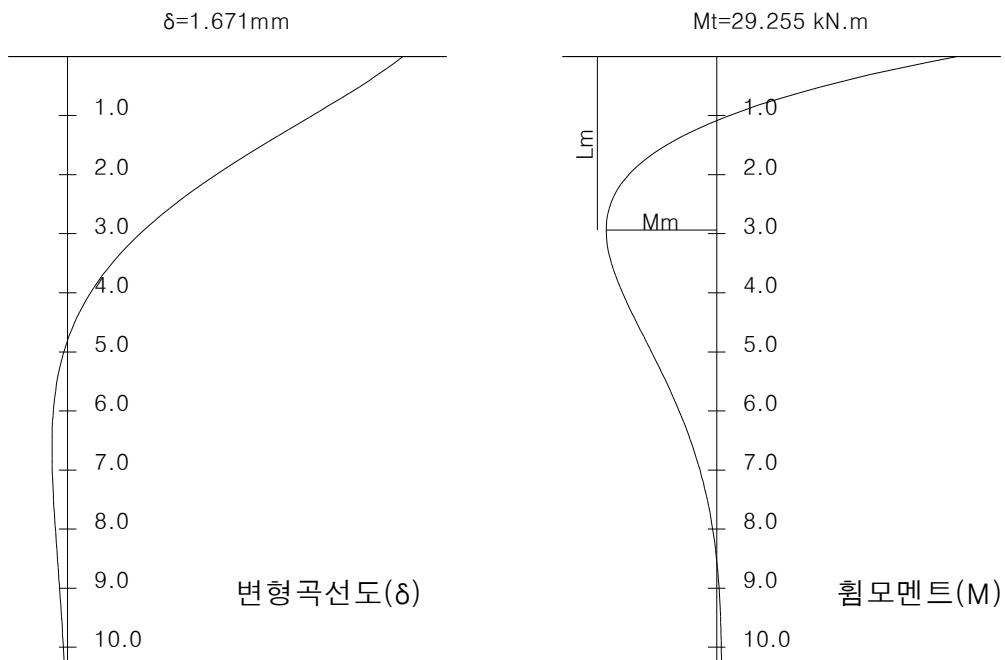
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -13.464 kN.m, 2.941 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.671 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.671 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	29.255	-37.436	1.671	
0.687	8.273	-24.109	1.374	
1.373	-4.507	-13.611	1.034	
2.060	-11.087	-6.021	0.714	
2.747	-13.368	-1.015	0.445	
3.433	-12.957	1.913	0.238	
4.120	-11.091	3.309	0.092	
4.807	-8.648	3.673	-0.001	
5.493	-6.190	3.412	-0.053	
6.180	-4.033	2.836	-0.075	
6.867	-2.318	2.156	-0.078	
7.553	-1.066	1.503	-0.070	
8.240	-0.231	0.948	-0.057	
8.927	0.265	0.518	-0.042	
9.613	0.509	0.212	-0.029	
10.300	0.581	0.014	-0.017	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



② 말뚝머리 힌지일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	8452.070	15000.002	$2EI \beta^3$	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}	$\sum (K_1 \cos^2 \theta_i + K_v \sin^2 \theta_i)$	211301.7	375000.1
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}	$\sum (K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)$	8404009.7	8404009.7
A_{ya}, A_{ay}	$\sum \{K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i\} x_i + K_2 \sin \theta_i$	0.0	0.0
A_{aa}	$\sum \{K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i\} x_i^2 + (K_2 + K_3)x_i \sin \theta_i + K_4\}$	28405552.8	28405552.8
일반식	$\begin{bmatrix} \delta_x \\ \delta_y \\ \alpha \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} A_{xx} & A_{xy} & A_{xa} \\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya} \\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa} \end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix} H_o \\ V_o \\ M_o \end{bmatrix}$		

구 분	사용하중			구 분	계수하중		
	$\delta x(m)$	$\delta y(m)$	$\alpha(rad)$		$\delta x(m)$	$\delta y(m)$	$\alpha(rad)$
COMBO 1	0.0035933	0.0012776	0.0003234	COMBO 1	0.0020680	0.0018521	0.0001540
COMBO 2	0.0035933	0.0011697	0.0004468	COMBO 2	0.0046713	0.0015206	0.0005808
COMBO 3	0.0035933	0.0011697	0.0004468	COMBO 3	0.0044917	0.0011463	0.0005431
COMBO 4	0.0024958	0.0010525	0.0003320	COMBO 4	0.0024958	0.0010525	0.0003320

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 3.593 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	0.0035933	0.0021184	0.0003234	712.109	30.371	0.000
	2	0.0035933	0.0016980	0.0003234	570.787	30.371	0.000
	3	0.0035933	0.0012776	0.0003234	429.464	30.371	0.000
	4	0.0035933	0.0008572	0.0003234	288.142	30.371	0.000
	5	0.0035933	0.0004368	0.0003234	146.819	30.371	0.000
COMBO 2	1	0.0035933	0.0023313	0.0004468	783.693	30.371	0.000
	2	0.0035933	0.0017505	0.0004468	588.444	30.371	0.000
	3	0.0035933	0.0011697	0.0004468	393.194	30.371	0.000
	4	0.0035933	0.0005888	0.0004468	197.945	30.371	0.000
	5	0.0035933	0.0000080	0.0004468	2.696	30.371	0.000
COMBO 3	1	0.0035933	0.0023313	0.0004468	783.693	30.371	0.000
	2	0.0035933	0.0017505	0.0004468	588.444	30.371	0.000
	3	0.0035933	0.0011697	0.0004468	393.194	30.371	0.000
	4	0.0035933	0.0005888	0.0004468	197.945	30.371	0.000
	5	0.0035933	0.0000080	0.0004468	2.696	30.371	0.000
COMBO 4	1	0.0024958	0.0019157	0.0003320	643.989	37.436	0.000
	2	0.0024958	0.0014841	0.0003320	498.905	37.436	0.000
	3	0.0024958	0.0010525	0.0003320	353.822	37.436	0.000
	4	0.0024958	0.0006210	0.0003320	208.739	37.436	0.000
	5	0.0024958	0.0001894	0.0003320	63.655	37.436	0.000

- 계수하중 조합

구 분		$\delta x(i)$	$\delta y(i)$	α	$P_n(i)$	$Ph(i)$	$M_t(i)$
COMBO 1	1	0.0020680	0.0022524	0.0001540	757.156	17.479	0.000
	2	0.0020680	0.0020522	0.0001540	689.877	17.479	0.000
	3	0.0020680	0.0018521	0.0001540	622.599	17.479	0.000
	4	0.0020680	0.0016520	0.0001540	555.321	17.479	0.000
	5	0.0020680	0.0014518	0.0001540	488.043	17.479	0.000
COMBO 2	1	0.0046713	0.0030307	0.0005808	1018.801	39.483	0.000
	2	0.0046713	0.0022756	0.0005808	764.977	39.483	0.000
	3	0.0046713	0.0015206	0.0005808	511.153	39.483	0.000
	4	0.0046713	0.0007655	0.0005808	257.328	39.483	0.000
	5	0.0046713	0.0000104	0.0005808	3.504	39.483	0.000
COMBO 3	1	0.0044917	0.0025583	0.0005431	859.989	37.964	0.000
	2	0.0044917	0.0018523	0.0005431	622.668	37.964	0.000
	3	0.0044917	0.0011463	0.0005431	385.346	37.964	0.000
	4	0.0044917	0.0004403	0.0005431	148.025	37.964	0.000
	5	0.0044917	-0.0002656	0.0005431	-89.297	37.964	0.000
COMBO 4	1	0.0024958	0.0019157	0.0003320	643.989	37.436	0.000
	2	0.0024958	0.0014841	0.0003320	498.905	37.436	0.000
	3	0.0024958	0.0010525	0.0003320	353.822	37.436	0.000
	4	0.0024958	0.0006210	0.0003320	208.739	37.436	0.000
	5	0.0024958	0.0001894	0.0003320	63.655	37.436	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	2.600	0	712.109	30.371	0.000	5
	2	1.300	0	570.787	30.371	0.000	5
	3	0.000	0	429.464	30.371	0.000	5
	4	-1.300	0	288.142	30.371	0.000	5
	5	-2.600	0	146.819	30.371	0.000	5
	계			10736.606	759.280	0.000	25
COMBO 2	1	2.600	0	783.693	30.371	0.000	5
	2	1.300	0	588.444	30.371	0.000	5
	3	0.000	0	393.194	30.371	0.000	5
	4	-1.300	0	197.945	30.371	0.000	5
	5	-2.600	0	2.696	30.371	0.000	5
	계			9829.857	759.280	0.000	25
COMBO 3	1	2.600	0	783.693	30.371	0.000	5
	2	1.300	0	588.444	30.371	0.000	5
	3	0.000	0	393.194	30.371	0.000	5
	4	-1.300	0	197.945	30.371	0.000	5
	5	-2.600	0	2.696	30.371	0.000	5
	계			9829.857	759.280	0.000	25
COMBO 4	1	2.600	0	643.989	37.436	0.000	5
	2	1.300	0	498.905	37.436	0.000	5
	3	0.000	0	353.822	37.436	0.000	5
	4	-1.300	0	208.739	37.436	0.000	5
	5	-2.600	0	63.655	37.436	0.000	5
	계			8845.553	935.910	0.000	25

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	2.600	0	757.156	17.479	0.000	5
	2	1.300	0	689.877	17.479	0.000	5
	3	0.000	0	622.599	17.479	0.000	5
	4	-1.300	0	555.321	17.479	0.000	5
	5	-2.600	0	488.043	17.479	0.000	5
	계			15564.982	436.974	0.000	25
COMBO 2	1	2.600	0	1018.801	39.483	0.000	5
	2	1.300	0	764.977	39.483	0.000	5
	3	0.000	0	511.153	39.483	0.000	5
	4	-1.300	0	257.328	39.483	0.000	5
	5	-2.600	0	3.504	39.483	0.000	5
	계			12778.814	987.064	0.000	25
COMBO 3	1	2.600	0	859.989	37.964	0.000	5
	2	1.300	0	622.668	37.964	0.000	5
	3	0.000	0	385.346	37.964	0.000	5
	4	-1.300	0	148.025	37.964	0.000	5
	5	-2.600	0	-89.297	37.964	0.000	5
	계			9633.655	949.100	0.000	25
COMBO 4	1	2.600	0	643.989	37.436	0.000	5
	2	1.300	0	498.905	37.436	0.000	5
	3	0.000	0	353.822	37.436	0.000	5
	4	-1.300	0	208.739	37.436	0.000	5
	5	-2.600	0	63.655	37.436	0.000	5
	계			8845.553	935.910	0.000	25

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉔ COMBO 1 : SV005

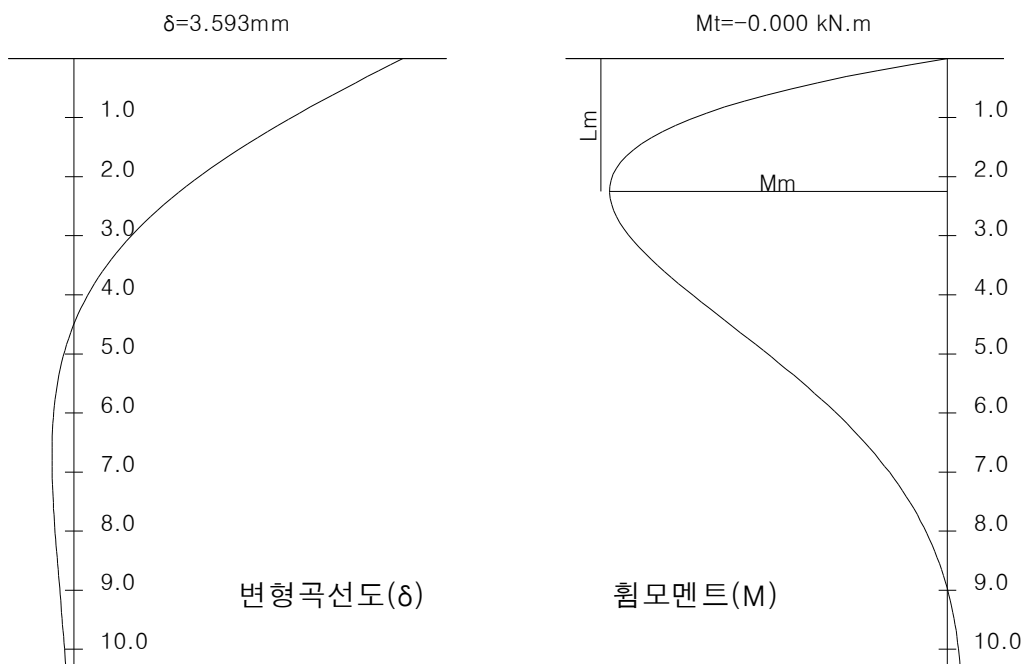
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -28.023 kN.m, 2.248 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.593 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.593 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-30.371	3.593	
0.687	-16.249	-17.531	2.746	
1.373	-24.834	-7.996	1.973	
2.060	-27.897	-1.371	1.316	
2.747	-27.267	2.853	0.790	
3.433	-24.407	5.209	0.393	
4.120	-20.426	6.195	0.111	
4.807	-16.113	6.244	-0.073	
5.493	-11.984	5.709	-0.180	
6.180	-8.343	4.861	-0.230	
6.867	-5.334	3.896	-0.240	
7.553	-2.989	2.946	-0.225	
8.240	-1.267	2.091	-0.195	
8.927	-0.087	1.372	-0.159	
9.613	0.652	0.803	-0.122	
10.300	1.050	0.379	-0.088	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 2 : SV007

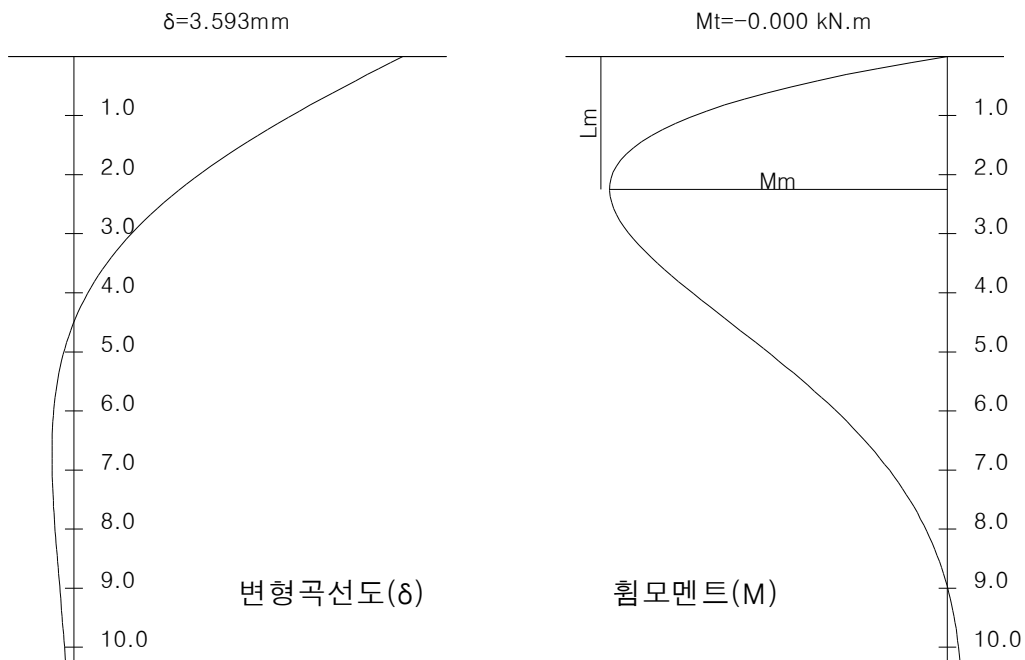
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -28.023 kN.m, 2.248 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.593 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.593 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-30.371	3.593	
0.687	-16.249	-17.531	2.746	
1.373	-24.834	-7.996	1.973	
2.060	-27.897	-1.371	1.316	
2.747	-27.267	2.853	0.790	
3.433	-24.407	5.209	0.393	
4.120	-20.426	6.195	0.111	
4.807	-16.113	6.244	-0.073	
5.493	-11.984	5.709	-0.180	
6.180	-8.343	4.861	-0.230	
6.867	-5.334	3.896	-0.240	
7.553	-2.989	2.946	-0.225	
8.240	-1.267	2.091	-0.195	
8.927	-0.087	1.372	-0.159	
9.613	0.652	0.803	-0.122	
10.300	1.050	0.379	-0.088	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 3 : SV021

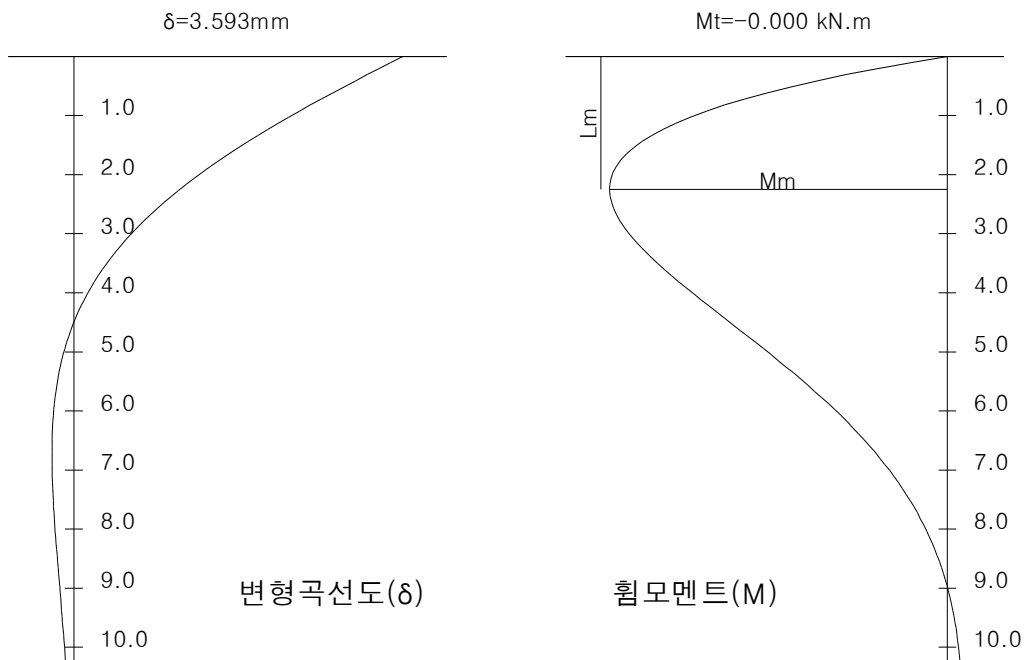
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -28.023 kN.m, 2.248 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.593 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.593 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-30.371	3.593	
0.687	-16.249	-17.531	2.746	
1.373	-24.834	-7.996	1.973	
2.060	-27.897	-1.371	1.316	
2.747	-27.267	2.853	0.790	
3.433	-24.407	5.209	0.393	
4.120	-20.426	6.195	0.111	
4.807	-16.113	6.244	-0.073	
5.493	-11.984	5.709	-0.180	
6.180	-8.343	4.861	-0.230	
6.867	-5.334	3.896	-0.240	
7.553	-2.989	2.946	-0.225	
8.240	-1.267	2.091	-0.195	
8.927	-0.087	1.372	-0.159	
9.613	0.652	0.803	-0.122	
10.300	1.050	0.379	-0.088	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 4 : SV022

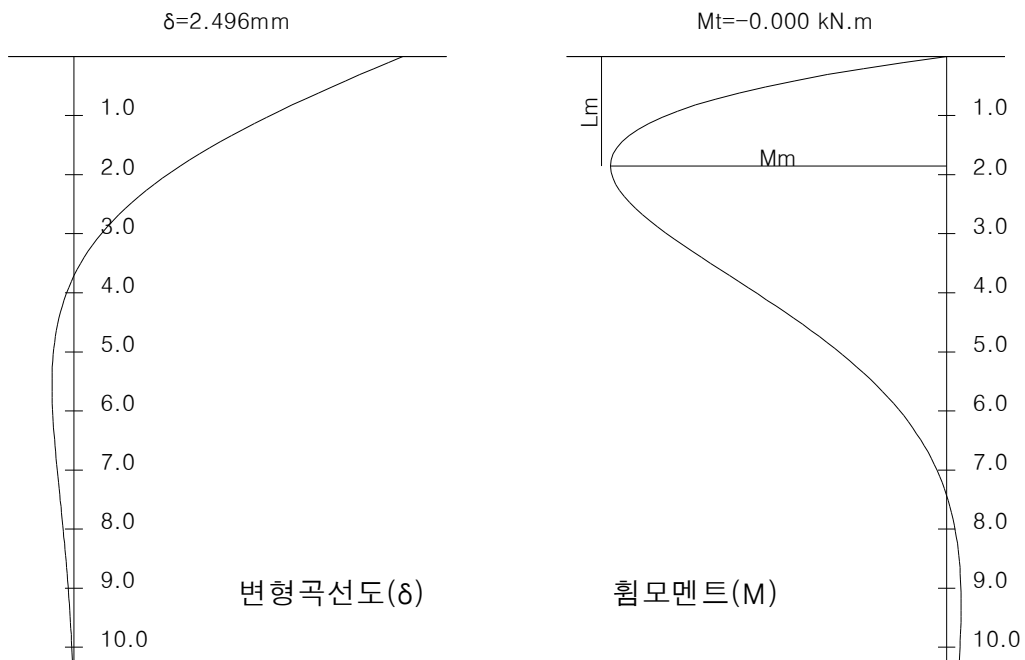
㉔ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -28.531 kN.m, 1.857 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.496 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.496 mm

㉔ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-37.436	2.496	
0.687	-18.957	-18.806	1.788	
1.373	-27.167	-6.012	1.167	
2.060	-28.331	1.904	0.672	
2.747	-25.406	6.091	0.310	
3.433	-20.563	7.664	0.069	
4.120	-15.259	7.577	-0.075	
4.807	-10.366	6.572	-0.146	
5.493	-6.321	5.180	-0.167	
6.180	-3.260	3.748	-0.158	
6.867	-1.137	2.474	-0.133	
7.553	0.195	1.449	-0.102	
8.240	0.915	0.692	-0.072	
8.927	1.202	0.182	-0.046	
9.613	1.211	-0.126	-0.026	
10.300	1.063	-0.283	-0.011	

㉔ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉔ COMBO 1 : UL001

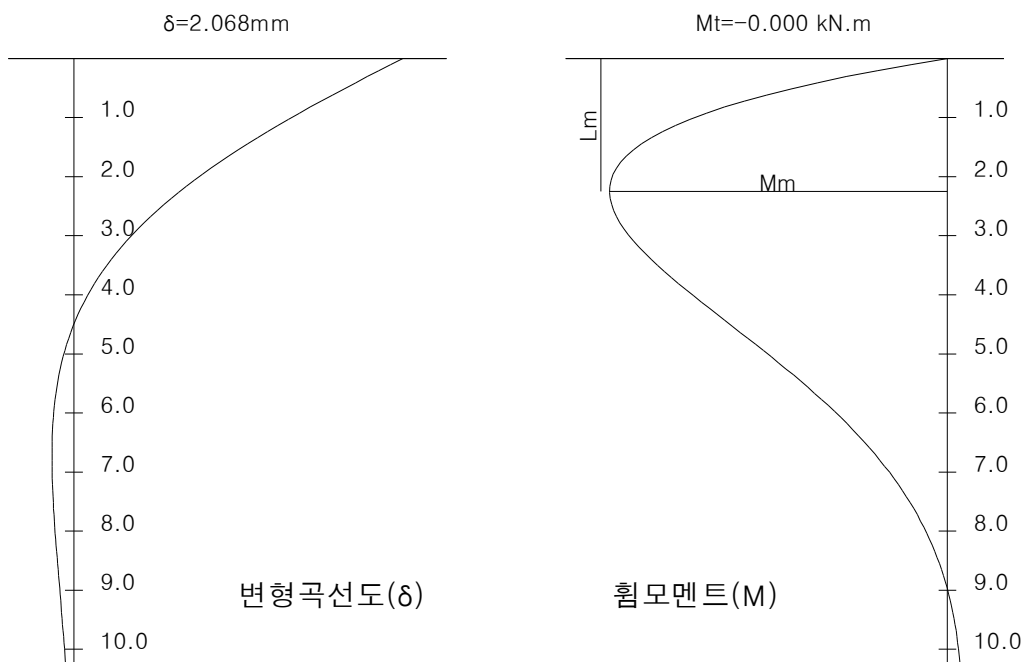
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -16.128 kN.m, 2.248 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.068 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.068 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-17.479	2.068	
0.687	-9.352	-10.089	1.580	
1.373	-14.292	-4.602	1.135	
2.060	-16.055	-0.789	0.757	
2.747	-15.692	1.642	0.454	
3.433	-14.046	2.998	0.226	
4.120	-11.755	3.565	0.064	
4.807	-9.273	3.594	-0.042	
5.493	-6.897	3.286	-0.104	
6.180	-4.802	2.798	-0.132	
6.867	-3.070	2.242	-0.138	
7.553	-1.720	1.695	-0.129	
8.240	-0.729	1.203	-0.112	
8.927	-0.050	0.790	-0.091	
9.613	0.375	0.462	-0.070	
10.300	0.604	0.218	-0.051	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉞ COMBO 2 : UL007

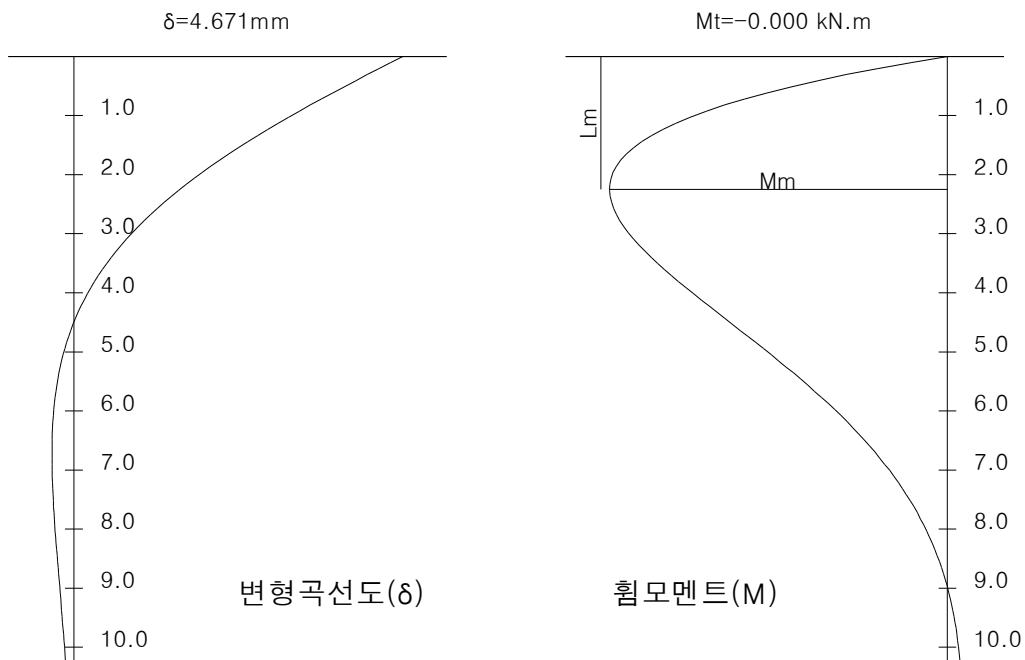
㉞ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -36.430 kN.m, 2.248 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.671 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.671 mm

㉞ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-39.483	4.671	
0.687	-21.124	-22.790	3.570	
1.373	-32.284	-10.395	2.564	
2.060	-36.267	-1.783	1.710	
2.747	-35.447	3.709	1.027	
3.433	-31.729	6.771	0.510	
4.120	-26.554	8.053	0.145	
4.807	-20.946	8.117	-0.094	
5.493	-15.579	7.422	-0.234	
6.180	-10.846	6.319	-0.299	
6.867	-6.935	5.064	-0.313	
7.553	-3.886	3.829	-0.292	
8.240	-1.647	2.718	-0.253	
8.927	-0.113	1.784	-0.206	
9.613	0.847	1.044	-0.159	
10.300	1.365	0.492	-0.115	

㉞ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 3 : UE021

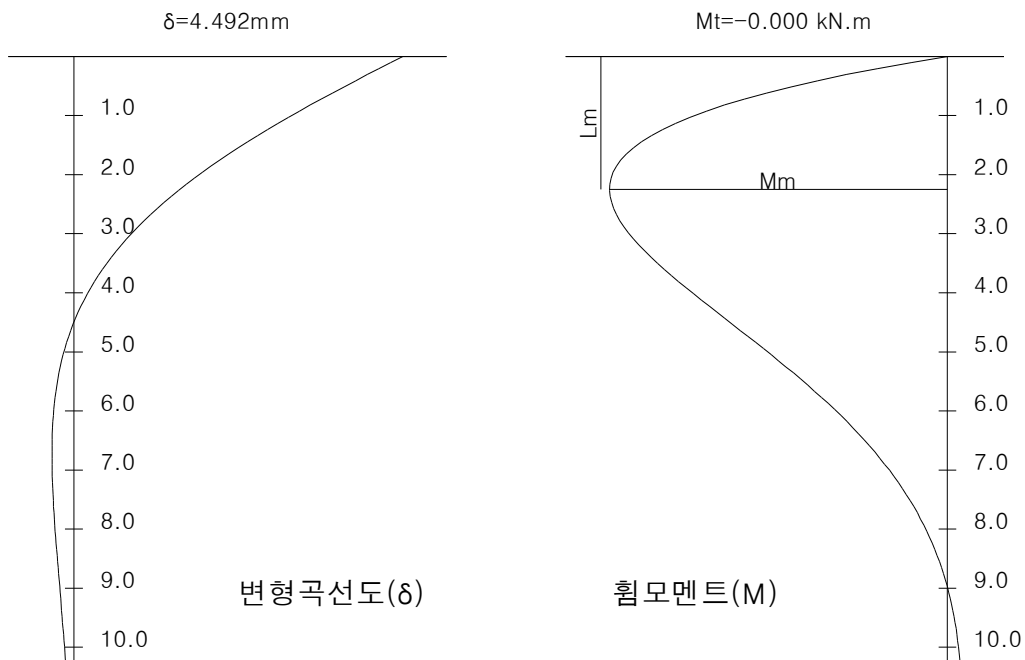
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -35.029 kN.m, 2.248 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.492 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.492 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-37.964	4.492	
0.687	-20.312	-21.913	3.432	
1.373	-31.042	-9.995	2.466	
2.060	-34.872	-1.714	1.644	
2.747	-34.083	3.566	0.987	
3.433	-30.508	6.511	0.491	
4.120	-25.533	7.744	0.139	
4.807	-20.141	7.805	-0.091	
5.493	-14.980	7.136	-0.225	
6.180	-10.429	6.076	-0.288	
6.867	-6.668	4.870	-0.300	
7.553	-3.737	3.682	-0.281	
8.240	-1.584	2.613	-0.244	
8.927	-0.108	1.715	-0.198	
9.613	0.815	1.004	-0.153	
10.300	1.312	0.473	-0.110	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 4 : UL022

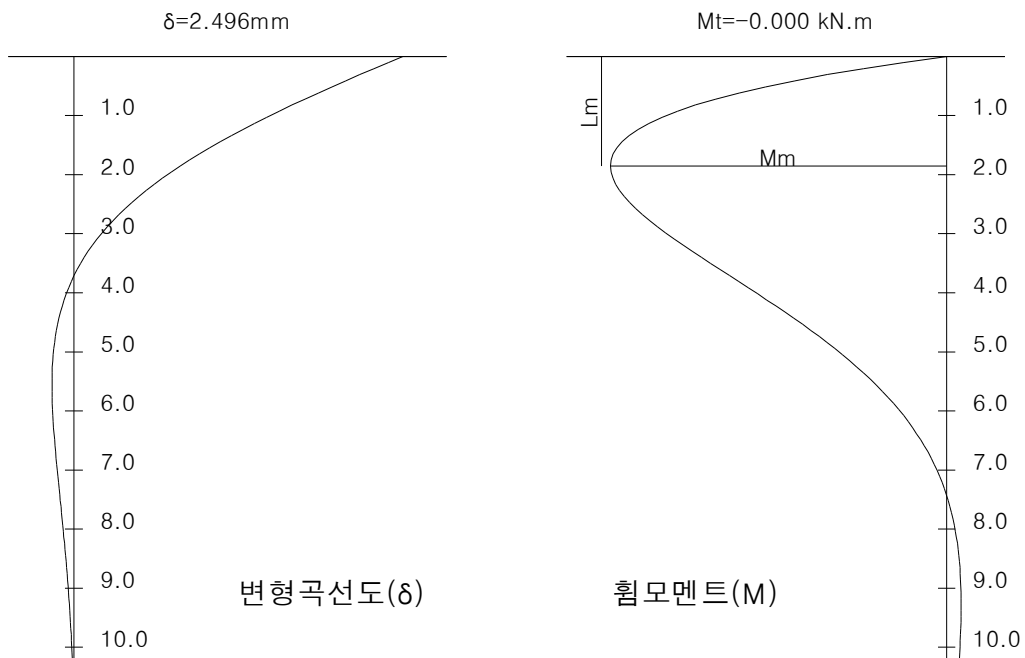
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -28.531 kN.m, 1.857 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.496 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.496 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-37.436	2.496	
0.687	-18.957	-18.806	1.788	
1.373	-27.167	-6.012	1.167	
2.060	-28.331	1.904	0.672	
2.747	-25.406	6.091	0.310	
3.433	-20.563	7.664	0.069	
4.120	-15.259	7.577	-0.075	
4.807	-10.366	6.572	-0.146	
5.493	-6.321	5.180	-0.167	
6.180	-3.260	3.748	-0.158	
6.867	-1.137	2.474	-0.133	
7.553	0.195	1.449	-0.102	
8.240	0.915	0.692	-0.072	
8.927	1.202	0.182	-0.046	
9.613	1.211	-0.126	-0.026	
10.300	1.063	-0.283	-0.011	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



5) 말뚝의 안정성 검토

① 말뚝의 허용지지력 검토

가) 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 군말뚝의 영향 없음

$$Ra = 1/n \times Ru$$

Ra1 = 1730.000 kN (평상시) : 『지반조사보고서』 참조

Ra2 = 2595.000 kN (지진시) : 『지반조사보고서』 참조

나) 말뚝의 허용 수평변위 검토

평상시의 말뚝의 허용 수평변위 $\delta a = 15.000 > \delta = 3.5933 \text{ mm}$ 0.K

지진시의 말뚝의 허용 수평변위 $\delta a = 15.000 > \delta = 2.4958 \text{ mm}$ 0.K

다) 말뚝의 허용인발력

Pa1 = 150.871 kN (평상시) : 『지반조사보고서』 참조

Pa2 = 226.307 kN (지진시) : 『지반조사보고서』 참조

라) 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	736.196	122.732	1730.000	150.871	0.K
	HINGE	712.109	146.819	1730.000	150.871	0.K
COMBO 2	FIX	804.591	-18.203	1730.000	150.871	0.K
	HINGE	783.693	2.696	1730.000	150.871	0.K
COMBO 3	FIX	804.591	-18.203	1730.000	150.871	0.K
	HINGE	783.693	2.696	1730.000	150.871	0.K
COMBO 4	FIX	666.493	41.152	2595.000	226.307	0.K
	HINGE	643.989	63.655	2595.000	226.307	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 : 10.40 m

이음개소수 : 0 개소

말뚝이음에 의한 허용응력 감소율 : 0.00%

장경비 (L/D) = 10.30/0.500 = 20.600 < 85 이므로 장경비에 따른 감소 없음.

따라서 허용응력의 총 감소율은 0.00% 적용

나) 말뚝의 휨응력 검토

말뚝타설시 항타로 인한 말뚝머리 파손이나 지지지반의 불균등 등으로 인하여 부득이 말뚝머리를 절단해야하는 경우가 있다. 이때 PC말뚝인 경우에는 절단된 위치로부터 일정구간까지

이미 도입된 프리스트레스가 감소하게 된다. 『깊은기초. 한국지반공학회 저』 7.5.2.2

허용 휨압축응력 f_{ca} = 28.000 MPa (평상시)

= 42.000 MPa (지진시)

허용 휨인장응력 f_{ta} = 0.000 MPa (평상시)

= -5.000 MPa (지진시)

★ 지중에 M_{max} 가 발생하는 경우

$$f = f_{ce1} \pm M/Z_e + V/A_e$$

$$= 4.104 \pm M / 9906000.0 + V / 108500.0$$

★ 두부에 M_{max} 가 발생하는 경우

$$f = f_{ce2} \pm M/Z_e + V/A_e$$

$$= 0.000 \pm M / 9906000.0 + V / 108500.0$$

구 분		V(kN)	M(kN.m)	f_c	f_{ca}	f_t	f_{ta}	비 고
COMBO 1	FIX	736.196	31.313	9.946	28.00	3.624	0.00	0.K
	HINGE	712.109	28.023	13.496	28.00	7.838	0.00	0.K
COMBO 2	FIX	804.591	27.168	10.158	28.00	4.673	0.00	0.K
	HINGE	783.693	28.023	14.156	28.00	8.498	0.00	0.K
COMBO 3	FIX	804.591	27.168	10.158	28.00	4.673	0.00	0.K
	HINGE	783.693	28.023	14.156	28.00	8.498	0.00	0.K
COMBO 4	FIX	666.493	29.255	9.096	42.00	3.190	-5.00	0.K
	HINGE	643.989	28.531	12.920	42.00	7.159	-5.00	0.K

다) 말뚝의 전단응력 검토

$$\tau_{sa} = 0.850 \text{ MPa (평상시)}$$

$$= 1.250 \text{ MPa (지진시)}$$

$$\tau = \alpha \times H_o / A_p$$

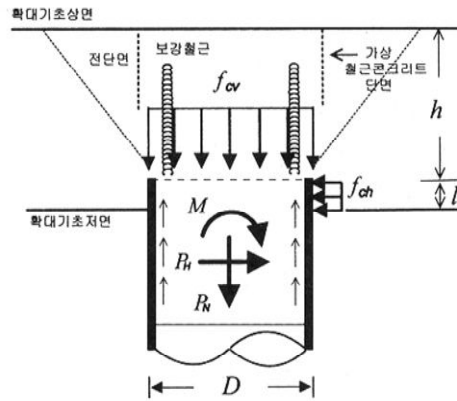
$$\alpha = 4 \times (D^2 + D \times d + d^2) / (3 \times (D^2 + d^2))$$

$$= 4 \times (500.0^2 + 500.0 \times 340.0 + 340.0^2) / (3 \times (500.0^2 + 340.0^2))$$

$$= 1.953 : \text{전단형상계수}$$

구 분		H(kN)	τ	τ_{sa}	비 고
COMBO 1	FIX	30.371	0.547	0.850	0.K
	HINGE	30.371	0.547	0.850	0.K
COMBO 2	FIX	30.371	0.547	0.850	0.K
	HINGE	30.371	0.547	0.850	0.K
COMBO 3	FIX	30.371	0.547	0.850	0.K
	HINGE	30.371	0.547	0.850	0.K
COMBO 4	FIX	37.436	0.674	1.250	0.K
	HINGE	37.436	0.674	1.250	0.K

6) 말뚝과 확대기초의 결합부 검토



① 압입력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수직지압응력

$$f_{cv} = \frac{P_{Nmax}}{\frac{\pi}{4} D^2} \leq f_{ca}$$

f_{ck} : 콘크리트의 설계기준강도(MPa)

P_{Nmax} : 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)

$$\begin{aligned} f_{cv} &= 804591.1 / (\pi/4 \times 500^2) \\ &= 4.098 \text{ MPa} \leq f_{ca} = 6.750 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

* 수직지압응력(f_{cv}) 검토 (지진시)

$$\begin{aligned} f_{cv} &= 666492.5 / (\pi/4 \times 500^2) \\ &= 3.394 \text{ MPa} \leq f_{ca}' = 8.978 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

b. 확대기초 콘크리트의 압발전단응력

$$\tau_v = \frac{P_{N \max}}{\pi(D+h)h} \leq \tau_{a3}$$

τ_{a3} : 상시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) , (해설표 참조)

$\tau_{a3'}$: 지진시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) , (해설표 참조)

h : 확대기초의 유효두께 (mm)

-해설 표. 확대기초의 허용수직압발전단응력, τ_{a3} (MPa)

콘크리트의 설계기준강도 f_{ck}		21	24	27	30
허용압발 전단응력	상시 (τ_{a3})	0.85	0.90	0.95	1.00
	지진시 ($\tau_{a3'}$)	1.131	1.197	1.264	1.330

* 압발전단응력(τ_v) 검토 (상시)

$$\begin{aligned} \tau_v &= 804591.1 / \{ \pi \times (500 + 1900) \times 1900 \} \\ &= 0.056 \text{ MPa} \leq \tau_{a3} = 0.950 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

* 압발전단응력(τ_v) 검토 (지진시)

$$\begin{aligned} \tau_v &= 666492.5 / \{ \pi \times (500 + 1900) \times 1900 \} \\ &= 0.047 \text{ MPa} \leq \tau_{a3'} = 1.264 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 인발력에 대한 검토

원칙적으로 인발력에 대한 검토는 하지 않아도 된다. [도로교 설계기준 해설(하부구조편) P292]

③ 수평력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수평지압응력

$$f_{ch} = \frac{P_{H \max}}{D \cdot l} \leq f_{ca}$$

$P_{H \max}$: 상시와 지진시, 말뚝머리에 작용하는 최대 말뚝축직각방향력 (N)

l : 말뚝의 매입길이 = 100 mm

* 수평지압응력(f_{ch}) 검토 (상시)

$$\begin{aligned} f_{ch} &= 30371.210 / (500 \times 100) \\ &= 0.607 \text{ MPa} \leq f_{ca} = 6.750 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

* 수평지압응력(f_{ch}) 검토 (지진시)

$$\begin{aligned} f_{ch} &= 37436.400 / (500 \times 100) \\ &= 0.749 \text{ MPa} \leq f_{ca'} = 8.978 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

b. 확대기초 단부 말쪽에 대한 수평압발전단응력

$$\tau_h = \frac{P_{Hmax}}{h'(2l+D+2h')} \leq \tau_{a3}$$

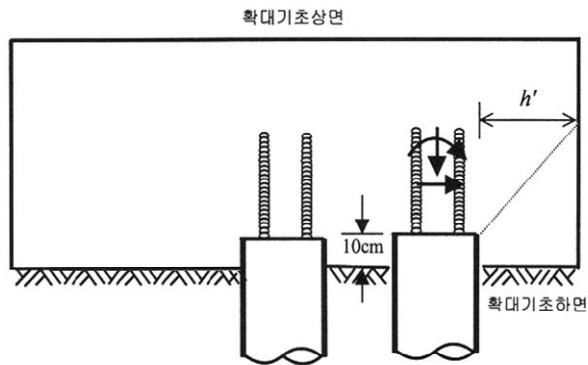
h' : 수평방향의 압발전단에 저항하는 확대기초의 유효두께 (m)

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (상시)

$$\begin{aligned} \tau_h &= 30371.210 / \{400 \times (200 + 500 + 800)\} \\ &= 0.051 \text{ MPa} \leq \tau_{a3} = 0.950 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (지진시)

$$\begin{aligned} \tau_h &= 37436.400 / \{400 \times (200 + 500 + 800)\} \\ &= 0.062 \text{ MPa} \leq \tau_{a3'} = 1.264 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$



④ 철근정착

$$L_o = \frac{f_{sa1} A_{st}}{\tau_{oa} U}$$

f_{sa1} : 이형철근의 허용인장응력 (MPa) , (해설표 참조)

A_{st} : 이형철근의 공칭단면적 (mm^2) , (해설표 참조)

U : 이형철근의 공칭둘레길이 (mm)

τ_{oa} : 콘크리트의 허용부착응력 (MPa) , (해설표 참조)

$d1$: 이형철근의 공칭지름 (mm)

- 해설 표. 이형철근의 허용응력, f_{sa1} (MPa)

철근의 종류	SD30	SD35	SD40
인장 및 압축응력	150	175	180

- 해설 표. 이형철근의 표준치수

철근의 종류, D(mm)	D19	D22	D25	D29	D32
공칭지름, d1(mm)	19.1	22.2	25.4	28.6	31.8
공칭단면적, $A_{st}(\text{mm}^2)$	286.5	387.1	506.7	642.4	794.2
공칭둘레, U(mm)	60.0	70.0	80.0	90.0	100.0

- 해설 표. 콘크리트의 허용부착응력, τ_{oa} (MPa)

콘크리트의 설계기준강도 (f_{ck})	21.0	24.0	27.0	30.0
이형철근과 콘크리트의 허용부착응력 (τ_{oa})	1.4	1.6	1.7	1.8

★ 철근의 정착길이

일반적으로, $L_o \geq L_{\min} = 35d1$ 로 하는 것이 좋다. $L_{\min} = 35 \times 19.1 = 668.5 \text{ mm}$

$L_o = 150.000 \times 286.500 / (1.700 \times 60.000) = 421.324 (\leq 668.500)$

$= 668.5 \text{ (mm)}$

이때, 정착길이는 다음을 만족하여야 한다.

$L \geq L_o + D/2 = 668.5 + 500/2 = 918.5 \text{ mm}$

⑤ 확대기초 속에 말뚝머리부분의 매입길이는 최소한 100 mm로 한다.

⑥ 연직 지압강도에 대한 검토 (콘 · 설 · 해 6.8 지압강도)

$$\phi V_n = \phi(0.85 f_{ck} A_1)$$

A1 : 재하면적 (mm²)

A2 : 지지면적 (mm²)

★ 연직지압강도

$$\begin{aligned}\phi V_n &= 0.700 \times (0.85 \times 27.0 \times 196349.5) \\ &= 3154355.374 \text{ N} \geq P_{N\max} = 1045968.447 \text{ N} \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

⑦ PUNCHING 전단강도에 대한 검토 (콘 · 설 · 해 7.12.2 2방향 거동에 대한 전단강도)

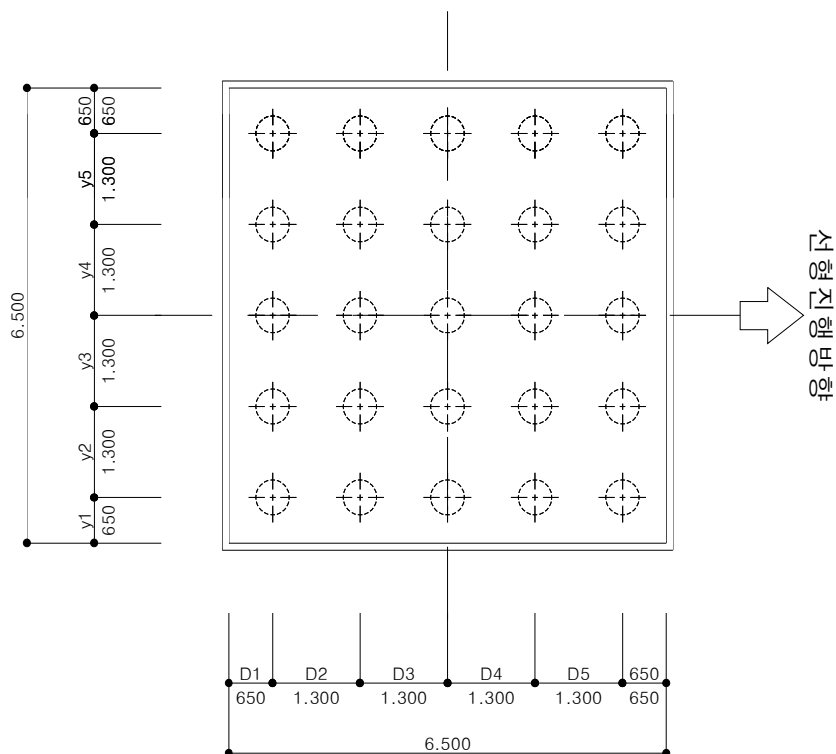
$$\phi V_n = \phi \left(\frac{1}{3} \sqrt{f_{ck}} \cdot b_p \cdot d \right)$$

d : 유효깊이 (말뚝위치의 단면두께 - 저판에서의 철근덮개)

b_p : $\pi \times$ (말뚝직경 + d)

★ PUNCHING 전단강도

$$\begin{aligned}\phi V_n &= 0.800 \times \left(\frac{1}{3} \times \sqrt{27.0} \times 7382.7 \times 1850 \right) \\ &= 18925182.566 \text{ N} \geq P_{N\max} = 1045968.447 \text{ N} \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$



2) 말뚝도심에서의 작용하중

구 분		Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	비 고
사용하중	COMBO 1	10736.606	814.859	4063.590	SVB16
	COMBO 2	8845.553	846.972	4162.568	SVB14
	COMBO 3	8845.553	846.972	4162.568	SVB14
	COMBO 4	8845.553	1165.750	8201.250	SVB22
계수하중	COMBO 1	15564.982	0.000	0.000	ULB01
	COMBO 2	11056.941	1058.715	5203.212	ULB14
	COMBO 3	8403.275	1058.715	5203.212	UEB14
	COMBO 4	8845.553	1165.750	8201.250	ULB22

3) 말뚝의 특성치 계산

① 말뚝의 축방향 스프링정수

$$\begin{aligned} A_p &= A_e &= 0.1085 \text{ m}^2 & ; \text{ 말뚝의 환산단면적} \\ a &= 0.013 \times (L/D) + 0.53 &= 0.798 \\ K_v &= a \times A_p \times E_p / L &= 336160.388 \text{ kN/m} & ; \text{ 말뚝의 축방향 스프링정수} \end{aligned}$$

② 말뚝의 축직각방향 스프링정수

: $1/\beta$ 가정된 값이 계산된 값과 일치할 때까지 반복 계산

$$B_H = \sqrt{\frac{D}{\beta}} \quad k_{HO} = \frac{1}{0.3} \alpha E_O \quad k_H = k_{HO} \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-\frac{3}{4}}$$

$\alpha = 1$ (평상시), 2 (지진시)

$$E_O = 1000 \times N = 1000 \times 20 = 20000 \text{ kN/m}^2$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$$

가) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 평상시

가정된 $1/\beta$ (m)	계산치 $1/\beta$ (m)	K_h (kN/m ³)
0.500	2.430	22724.39
2.430	2.818	12560.11
2.818	2.858	11881.00
2.858	2.862	11819.25
2.862	2.862	11813.47
2.862	2.862	11812.93
2.862	2.862	11812.88

$$K_h = 11812.88 \text{ kN/m}^3$$

$$\beta = 0.349 \text{ m}^{-1}$$

$$\beta L = 0.349 \times 10.3000 = 3.599 \geq 3 \quad \therefore \text{반무한장 말뚝으로 설계한다.}$$

나) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 지진시

가정된 $1/\beta$ (m)	계산치 $1/\beta$ (m)	K_h (kN/m ³)
0.500	2.044	45448.77
2.044	2.332	26806.80
2.332	2.361	25512.34
2.361	2.364	25394.24
2.364	2.364	25383.19
2.364	2.364	25382.16
2.364	2.364	25382.06

$$K_h = 25382.05 \text{ kN/m}^3$$

$$\beta = 0.423 \text{ m}^{-1}$$

$$\beta L = 0.423 \times 10.3000 = 4.357 \geq 3 \quad \therefore \text{반무한장 말뚝으로 설계한다.}$$

4) 말뚝의 변위 및 부재력

① 말뚝머리 고정일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	16904.139	30000.005	$4EI \beta^3$	kN/m
K2	24189.697	35458.139	$2EI \beta^2$	kN/rad
K3	24189.697	35458.139	$2EI \beta^2$	kN/rad
K4	69230.550	83818.627	$2EI \beta$	kN.m/rad

나) 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum (K_1 \cos^2 \theta_i + K_v \sin^2 \theta_i)$	422603.5	750000.1
Axy, Ayx	$\sum (K_v - K_1) \sin \theta_i \cos \theta_i$	0.0	0.0
Axa, Aax	$\sum \{(K_v - K_1)x_i \sin \theta_i \cos \theta_i - K_2 \cos \theta_i\}$	-604742.4	-886453.5
Ayy	$\sum (K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)$	8404009.7	8404009.7
Aya, Aay	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i + K_2 \sin \theta_i\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i^2 + (K_2 + K_3)x_i \sin \theta_i + K_4\}$	30136316.6	30501018.5
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	0.0021839	0.0012776	0.0001787	COMBO 1	0.0000000	0.0018521	0.0000000
COMBO 2	0.0022669	0.0010525	0.0001836	COMBO 2	0.0028337	0.0013157	0.0002295
COMBO 3	0.0022669	0.0010525	0.0001836	COMBO 3	0.0028337	0.0009999	0.0002295
COMBO 4	0.0019387	0.0010525	0.0003252	COMBO 4	0.0019387	0.0010525	0.0003252

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 2.267 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	0.0021839	0.0017421	0.0001787	585.619	32.594	-40.458
	2	0.0021839	0.0015098	0.0001787	507.542	32.594	-40.458
	3	0.0021839	0.0012776	0.0001787	429.464	32.594	-40.458
	4	0.0021839	0.0010453	0.0001787	351.387	32.594	-40.458
	5	0.0021839	0.0008130	0.0001787	273.309	32.594	-40.458
COMBO 2	1	0.0022669	0.0015299	0.0001836	514.305	33.879	-42.125
	2	0.0022669	0.0012912	0.0001836	434.063	33.879	-42.125
	3	0.0022669	0.0010525	0.0001836	353.822	33.879	-42.125
	4	0.0022669	0.0008138	0.0001836	273.581	33.879	-42.125
	5	0.0022669	0.0005751	0.0001836	193.340	33.879	-42.125
COMBO 3	1	0.0022669	0.0015299	0.0001836	514.305	33.879	-42.125
	2	0.0022669	0.0012912	0.0001836	434.063	33.879	-42.125
	3	0.0022669	0.0010525	0.0001836	353.822	33.879	-42.125
	4	0.0022669	0.0008138	0.0001836	273.581	33.879	-42.125
	5	0.0022669	0.0005751	0.0001836	193.340	33.879	-42.125
COMBO 4	1	0.0019387	0.0018981	0.0003252	638.079	46.630	-41.484
	2	0.0019387	0.0014753	0.0003252	495.950	46.630	-41.484
	3	0.0019387	0.0010525	0.0003252	353.822	46.630	-41.484
	4	0.0019387	0.0006297	0.0003252	211.694	46.630	-41.484
	5	0.0019387	0.0002069	0.0003252	69.566	46.630	-41.484

- 계수하중 조합

구 분		$\delta x(i)$	$\delta y(i)$	α	$P_n(i)$	$P_h(i)$	$M_t(i)$
COMBO 1	1	0.0000000	0.0018521	0.0000000	622.599	0.000	0.000
	2	0.0000000	0.0018521	0.0000000	622.599	0.000	0.000
	3	0.0000000	0.0018521	0.0000000	622.599	0.000	0.000
	4	0.0000000	0.0018521	0.0000000	622.599	0.000	0.000
	5	0.0000000	0.0018521	0.0000000	622.599	0.000	0.000
COMBO 2	1	0.0028337	0.0019124	0.0002295	642.881	42.349	-52.656
	2	0.0028337	0.0016140	0.0002295	542.579	42.349	-52.656
	3	0.0028337	0.0013157	0.0002295	442.278	42.349	-52.656
	4	0.0028337	0.0010173	0.0002295	341.976	42.349	-52.656
	5	0.0028337	0.0007189	0.0002295	241.674	42.349	-52.656
COMBO 3	1	0.0028337	0.0015967	0.0002295	536.734	42.349	-52.656
	2	0.0028337	0.0012983	0.0002295	436.433	42.349	-52.656
	3	0.0028337	0.0009999	0.0002295	336.131	42.349	-52.656
	4	0.0028337	0.0007015	0.0002295	235.829	42.349	-52.656
	5	0.0028337	0.0004032	0.0002295	135.528	42.349	-52.656
COMBO 4	1	0.0019387	0.0018981	0.0003252	638.079	46.630	-41.484
	2	0.0019387	0.0014753	0.0003252	495.950	46.630	-41.484
	3	0.0019387	0.0010525	0.0003252	353.822	46.630	-41.484
	4	0.0019387	0.0006297	0.0003252	211.694	46.630	-41.484
	5	0.0019387	0.0002069	0.0003252	69.566	46.630	-41.484

■ 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	2.600	0	585.619	32.594	-40.458	5
	2	1.300	0	507.542	32.594	-40.458	5
	3	0.000	0	429.464	32.594	-40.458	5
	4	-1.300	0	351.387	32.594	-40.458	5
	5	-2.600	0	273.309	32.594	-40.458	5
	계			10736.606	814.859	4063.590	25
COMBO 2	1	2.600	0	514.305	33.879	-42.125	5
	2	1.300	0	434.063	33.879	-42.125	5
	3	0.000	0	353.822	33.879	-42.125	5
	4	-1.300	0	273.581	33.879	-42.125	5
	5	-2.600	0	193.340	33.879	-42.125	5
	계			8845.553	846.972	4162.568	25
COMBO 3	1	2.600	0	514.305	33.879	-42.125	5
	2	1.300	0	434.063	33.879	-42.125	5
	3	0.000	0	353.822	33.879	-42.125	5
	4	-1.300	0	273.581	33.879	-42.125	5
	5	-2.600	0	193.340	33.879	-42.125	5
	계			8845.553	846.972	4162.568	25
COMBO 4	1	2.600	0	638.079	46.630	-41.484	5
	2	1.300	0	495.950	46.630	-41.484	5
	3	0.000	0	353.822	46.630	-41.484	5
	4	-1.300	0	211.694	46.630	-41.484	5
	5	-2.600	0	69.566	46.630	-41.484	5
	계			8845.553	1165.750	8201.250	25

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	2.600	0	622.599	0.000	0.000	5
	2	1.300	0	622.599	0.000	0.000	5
	3	0.000	0	622.599	0.000	0.000	5
	4	-1.300	0	622.599	0.000	0.000	5
	5	-2.600	0	622.599	0.000	0.000	5
	계			15564.982	0.000	0.000	25
COMBO 2	1	2.600	0	642.881	42.349	-52.656	5
	2	1.300	0	542.579	42.349	-52.656	5
	3	0.000	0	442.278	42.349	-52.656	5
	4	-1.300	0	341.976	42.349	-52.656	5
	5	-2.600	0	241.674	42.349	-52.656	5
	계			11056.941	1058.715	5203.212	25
COMBO 3	1	2.600	0	536.734	42.349	-52.656	5
	2	1.300	0	436.433	42.349	-52.656	5
	3	0.000	0	336.131	42.349	-52.656	5
	4	-1.300	0	235.829	42.349	-52.656	5
	5	-2.600	0	135.528	42.349	-52.656	5
	계			8403.275	1058.715	5203.212	25
COMBO 4	1	2.600	0	638.079	46.630	-41.484	5
	2	1.300	0	495.950	46.630	-41.484	5
	3	0.000	0	353.822	46.630	-41.484	5
	4	-1.300	0	211.694	46.630	-41.484	5
	5	-2.600	0	69.566	46.630	-41.484	5
	계			8845.553	1165.750	8201.250	25

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉔ COMBO 1 : SVB16

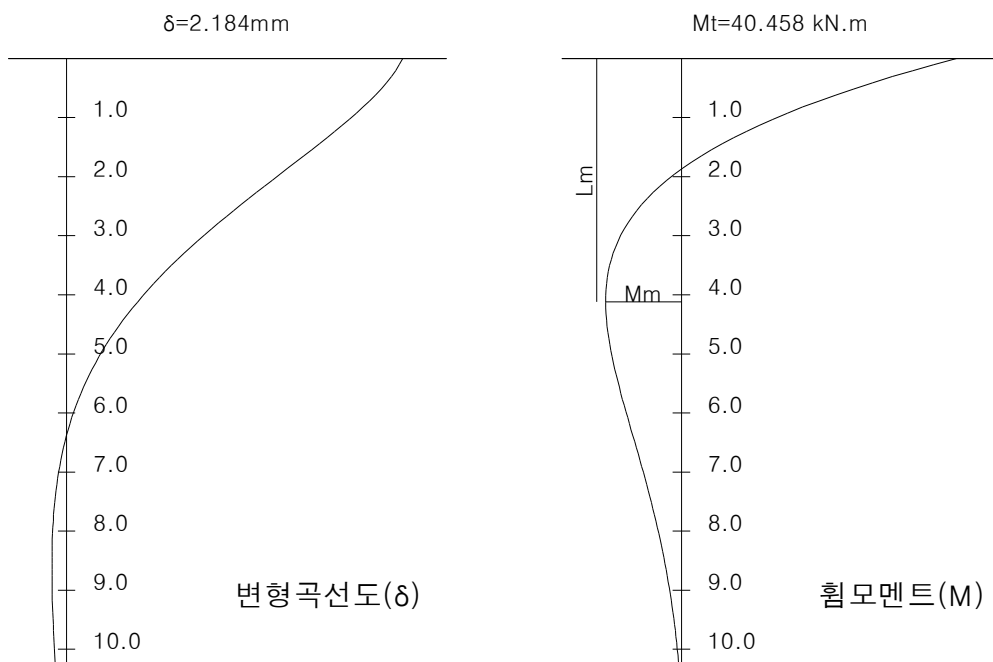
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -11.159 kN.m, 4.118 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.184 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.184 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	40.458	-32.594	2.184	
0.687	21.040	-24.099	1.981	
1.373	7.118	-16.659	1.677	
2.060	-2.143	-10.546	1.336	
2.747	-7.681	-5.807	1.005	
3.433	-10.412	-2.348	0.708	
4.120	-11.159	0.005	0.461	
4.807	-10.611	1.460	0.266	
5.493	-9.311	2.229	0.121	
6.180	-7.663	2.503	0.021	
6.867	-5.949	2.446	-0.043	
7.553	-4.349	2.189	-0.079	
8.240	-2.965	1.832	-0.094	
8.927	-1.840	1.445	-0.095	
9.613	-0.977	1.074	-0.087	
10.300	-0.355	0.748	-0.074	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 2 : SVB14

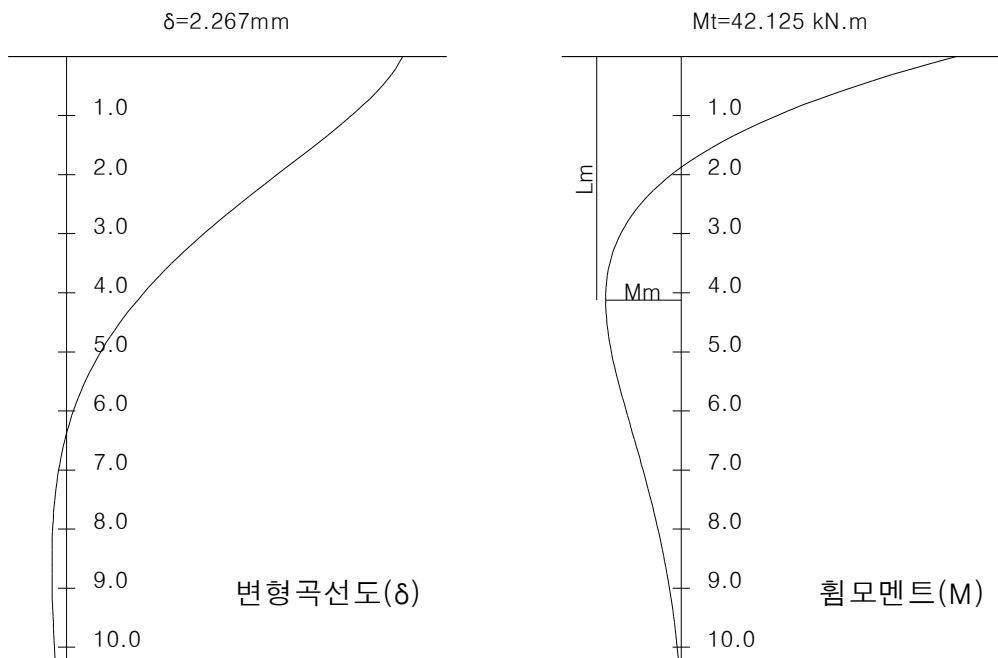
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -11.580 kN.m, 4.123 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.267 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.267 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	42.125	-33.879	2.267	
0.687	21.938	-25.058	2.058	
1.373	7.459	-17.330	1.742	
2.060	-2.178	-10.977	1.389	
2.747	-7.945	-6.052	1.044	
3.433	-10.794	-2.455	0.737	
4.120	-11.580	-0.007	0.480	
4.807	-11.017	1.509	0.277	
5.493	-9.671	2.310	0.126	
6.180	-7.962	2.597	0.022	
6.867	-6.183	2.539	-0.045	
7.553	-4.523	2.273	-0.082	
8.240	-3.085	1.903	-0.098	
8.927	-1.916	1.501	-0.098	
9.613	-1.019	1.117	-0.090	
10.300	-0.372	0.778	-0.077	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 3 : SVB14

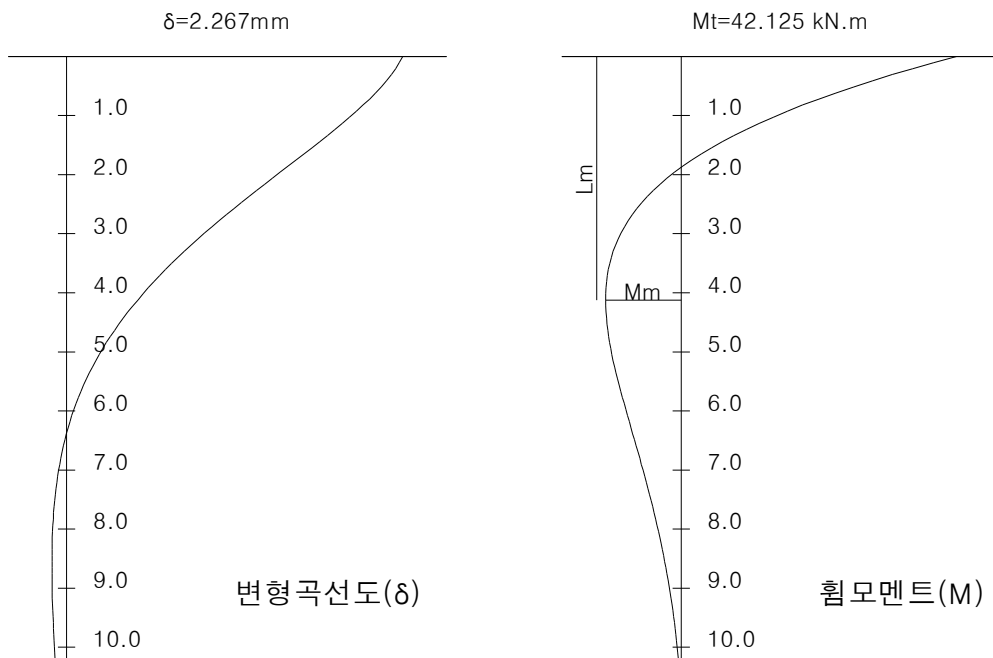
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -11.580 kN.m, 4.123 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.267 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.267 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	42.125	-33.879	2.267	
0.687	21.938	-25.058	2.058	
1.373	7.459	-17.330	1.742	
2.060	-2.178	-10.977	1.389	
2.747	-7.945	-6.052	1.044	
3.433	-10.794	-2.455	0.737	
4.120	-11.580	-0.007	0.480	
4.807	-11.017	1.509	0.277	
5.493	-9.671	2.310	0.126	
6.180	-7.962	2.597	0.022	
6.867	-6.183	2.539	-0.045	
7.553	-4.523	2.273	-0.082	
8.240	-3.085	1.903	-0.098	
8.927	-1.916	1.501	-0.098	
9.613	-1.019	1.117	-0.090	
10.300	-0.372	0.778	-0.077	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 4 : SVB22

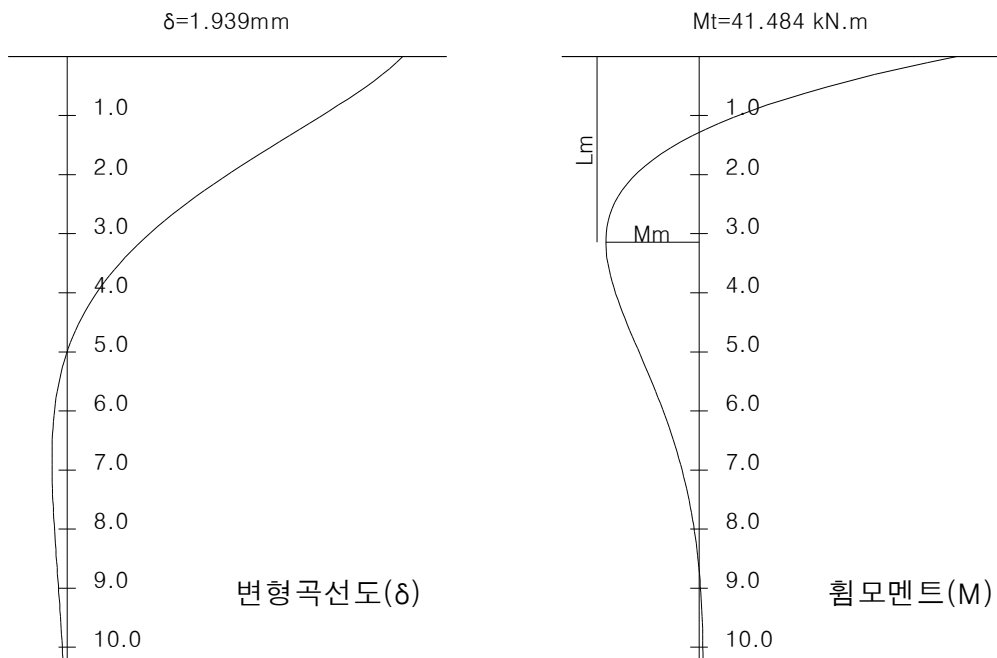
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -15.040 kN.m, 3.140 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.939 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.939 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	41.484	-46.630	1.939	
0.687	15.000	-30.943	1.640	
1.373	-1.707	-18.263	1.266	
2.060	-10.837	-8.865	0.897	
2.747	-14.576	-2.490	0.577	
3.433	-14.827	1.391	0.325	
4.120	-13.097	3.386	0.144	
4.807	-10.475	4.075	0.024	
5.493	-7.687	3.945	-0.046	
6.180	-5.157	3.375	-0.080	
6.867	-3.091	2.630	-0.088	
7.553	-1.545	1.882	-0.082	
8.240	-0.486	1.225	-0.068	
8.927	0.168	0.704	-0.052	
9.613	0.513	0.323	-0.036	
10.300	0.641	0.069	-0.023	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉔ COMBO 2 : ULB14

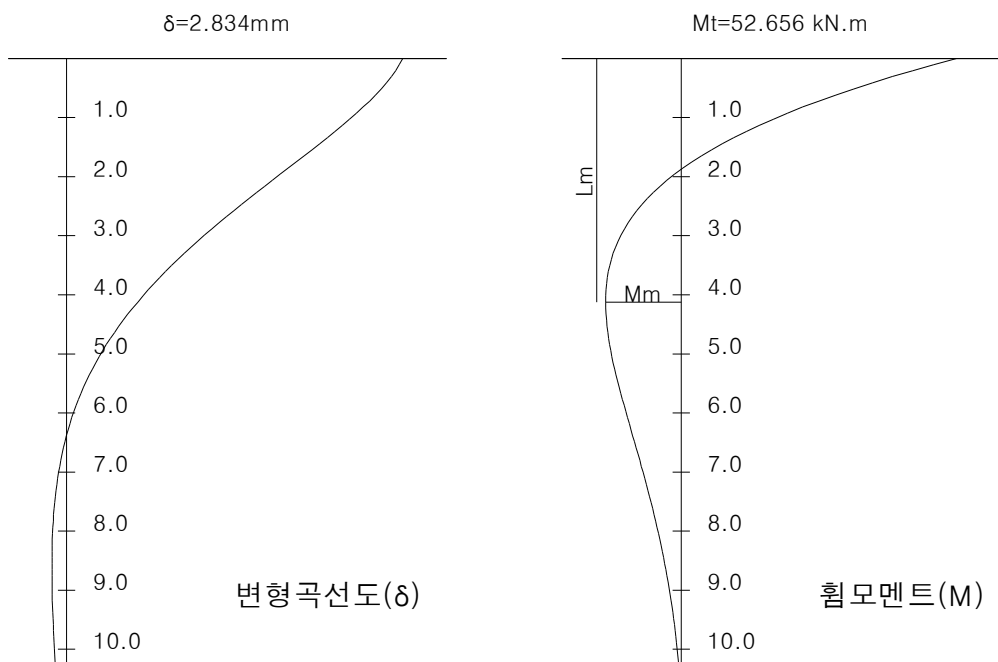
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -14.474 kN.m, 4.123 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.834 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.834 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	52.656	-42.349	2.834	
0.687	27.423	-31.323	2.572	
1.373	9.323	-21.662	2.178	
2.060	-2.723	-13.722	1.736	
2.747	-9.931	-7.565	1.306	
3.433	-13.492	-3.069	0.921	
4.120	-14.474	-0.009	0.599	
4.807	-13.771	1.886	0.346	
5.493	-12.089	2.888	0.158	
6.180	-9.953	3.246	0.027	
6.867	-7.729	3.174	-0.056	
7.553	-5.653	2.842	-0.103	
8.240	-3.856	2.379	-0.122	
8.927	-2.395	1.877	-0.123	
9.613	-1.274	1.396	-0.113	
10.300	-0.464	0.972	-0.096	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 3 : UEB14

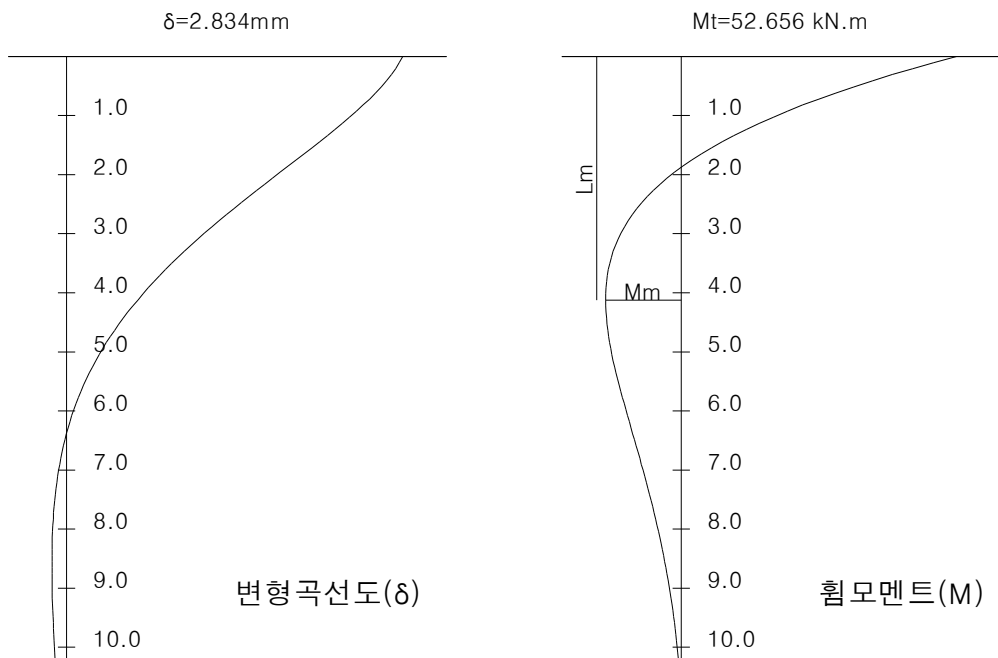
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -14.474 kN.m, 4.123 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.834 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.834 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	52.656	-42.349	2.834	
0.687	27.423	-31.323	2.572	
1.373	9.323	-21.662	2.178	
2.060	-2.723	-13.722	1.736	
2.747	-9.931	-7.565	1.306	
3.433	-13.492	-3.069	0.921	
4.120	-14.474	-0.009	0.599	
4.807	-13.771	1.886	0.346	
5.493	-12.089	2.888	0.158	
6.180	-9.953	3.246	0.027	
6.867	-7.729	3.174	-0.056	
7.553	-5.653	2.842	-0.103	
8.240	-3.856	2.379	-0.122	
8.927	-2.395	1.877	-0.123	
9.613	-1.274	1.396	-0.113	
10.300	-0.464	0.972	-0.096	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 4 : ULB22

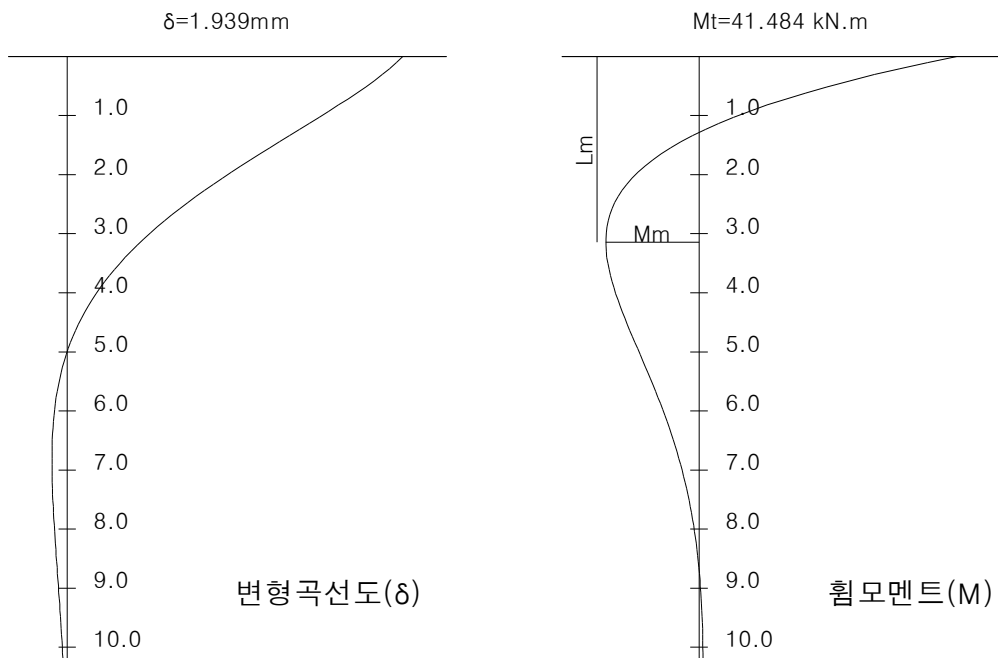
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -15.040 kN.m, 3.140 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.939 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.939 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	41.484	-46.630	1.939	
0.687	15.000	-30.943	1.640	
1.373	-1.707	-18.263	1.266	
2.060	-10.837	-8.865	0.897	
2.747	-14.576	-2.490	0.577	
3.433	-14.827	1.391	0.325	
4.120	-13.097	3.386	0.144	
4.807	-10.475	4.075	0.024	
5.493	-7.687	3.945	-0.046	
6.180	-5.157	3.375	-0.080	
6.867	-3.091	2.630	-0.088	
7.553	-1.545	1.882	-0.082	
8.240	-0.486	1.225	-0.068	
8.927	0.168	0.704	-0.052	
9.613	0.513	0.323	-0.036	
10.300	0.641	0.069	-0.023	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



② 말뚝머리 힌지일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	8452.070	15000.002	$2EI \beta^3$	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}	$\sum (K_1 \cos^2 \theta_i + K_v \sin^2 \theta_i)$	211301.7	375000.1
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}	$\sum (K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)$	8404009.7	8404009.7
A_{ya}, A_{ay}	$\sum \{K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i\} x_i + K_2 \sin \theta_i$	0.0	0.0
A_{aa}	$\sum \{K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i\} x_i^2 + (K_2 + K_3)x_i \sin \theta_i + K_4\}$	28405552.8	28405552.8
일반식	$\begin{bmatrix} \delta_x \\ \delta_y \\ \alpha \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} A_{xx} & A_{xy} & A_{xa} \\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya} \\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa} \end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix} H_o \\ V_o \\ M_o \end{bmatrix}$		

구 분	사용하중			구 분	계수하중		
	$\delta x(m)$	$\delta y(m)$	$\alpha(rad)$		$\delta x(m)$	$\delta y(m)$	$\alpha(rad)$
COMBO 1	0.0038564	0.0012776	0.0001431	COMBO 1	0.0000000	0.0018521	0.0000000
COMBO 2	0.0040084	0.0010525	0.0001465	COMBO 2	0.0050104	0.0013157	0.0001832
COMBO 3	0.0040084	0.0010525	0.0001465	COMBO 3	0.0050104	0.0009999	0.0001832
COMBO 4	0.0031087	0.0010525	0.0002887	COMBO 4	0.0031087	0.0010525	0.0002887

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 4.008 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	0.0038564	0.0016495	0.0001431	554.498	32.594	0.000
	2	0.0038564	0.0014635	0.0001431	491.981	32.594	0.000
	3	0.0038564	0.0012776	0.0001431	429.464	32.594	0.000
	4	0.0038564	0.0010916	0.0001431	366.947	32.594	0.000
	5	0.0038564	0.0009056	0.0001431	304.431	32.594	0.000
COMBO 2	1	0.0040084	0.0014335	0.0001465	481.901	33.879	0.000
	2	0.0040084	0.0012430	0.0001465	417.862	33.879	0.000
	3	0.0040084	0.0010525	0.0001465	353.822	33.879	0.000
	4	0.0040084	0.0008620	0.0001465	289.783	33.879	0.000
	5	0.0040084	0.0006715	0.0001465	225.743	33.879	0.000
COMBO 3	1	0.0040084	0.0014335	0.0001465	481.901	33.879	0.000
	2	0.0040084	0.0012430	0.0001465	417.862	33.879	0.000
	3	0.0040084	0.0010525	0.0001465	353.822	33.879	0.000
	4	0.0040084	0.0008620	0.0001465	289.783	33.879	0.000
	5	0.0040084	0.0006715	0.0001465	225.743	33.879	0.000
COMBO 4	1	0.0031087	0.0018032	0.0002887	606.168	46.630	0.000
	2	0.0031087	0.0014279	0.0002887	479.995	46.630	0.000
	3	0.0031087	0.0010525	0.0002887	353.822	46.630	0.000
	4	0.0031087	0.0006772	0.0002887	227.649	46.630	0.000
	5	0.0031087	0.0003019	0.0002887	101.476	46.630	0.000

- 계수하중 조합

구 분		$\delta x(i)$	$\delta y(i)$	α	$P_n(i)$	$Ph(i)$	$M_t(i)$
COMBO 1	1	0.0000000	0.0018521	0.0000000	622.599	0.000	0.000
	2	0.0000000	0.0018521	0.0000000	622.599	0.000	0.000
	3	0.0000000	0.0018521	0.0000000	622.599	0.000	0.000
	4	0.0000000	0.0018521	0.0000000	622.599	0.000	0.000
	5	0.0000000	0.0018521	0.0000000	622.599	0.000	0.000
COMBO 2	1	0.0050104	0.0017919	0.0001832	602.376	42.349	0.000
	2	0.0050104	0.0015538	0.0001832	522.327	42.349	0.000
	3	0.0050104	0.0013157	0.0001832	442.278	42.349	0.000
	4	0.0050104	0.0010775	0.0001832	362.228	42.349	0.000
	5	0.0050104	0.0008394	0.0001832	282.179	42.349	0.000
COMBO 3	1	0.0050104	0.0014762	0.0001832	496.230	42.349	0.000
	2	0.0050104	0.0012380	0.0001832	416.180	42.349	0.000
	3	0.0050104	0.0009999	0.0001832	336.131	42.349	0.000
	4	0.0050104	0.0007618	0.0001832	256.082	42.349	0.000
	5	0.0050104	0.0005237	0.0001832	176.032	42.349	0.000
COMBO 4	1	0.0031087	0.0018032	0.0002887	606.168	46.630	0.000
	2	0.0031087	0.0014279	0.0002887	479.995	46.630	0.000
	3	0.0031087	0.0010525	0.0002887	353.822	46.630	0.000
	4	0.0031087	0.0006772	0.0002887	227.649	46.630	0.000
	5	0.0031087	0.0003019	0.0002887	101.476	46.630	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	2.600	0	554.498	32.594	0.000	5
	2	1.300	0	491.981	32.594	0.000	5
	3	0.000	0	429.464	32.594	0.000	5
	4	-1.300	0	366.947	32.594	0.000	5
	5	-2.600	0	304.431	32.594	0.000	5
	계			10736.606	814.859	0.000	25
COMBO 2	1	2.600	0	481.901	33.879	0.000	5
	2	1.300	0	417.862	33.879	0.000	5
	3	0.000	0	353.822	33.879	0.000	5
	4	-1.300	0	289.783	33.879	0.000	5
	5	-2.600	0	225.743	33.879	0.000	5
	계			8845.553	846.972	0.000	25
COMBO 3	1	2.600	0	481.901	33.879	0.000	5
	2	1.300	0	417.862	33.879	0.000	5
	3	0.000	0	353.822	33.879	0.000	5
	4	-1.300	0	289.783	33.879	0.000	5
	5	-2.600	0	225.743	33.879	0.000	5
	계			8845.553	846.972	0.000	25
COMBO 4	1	2.600	0	606.168	46.630	0.000	5
	2	1.300	0	479.995	46.630	0.000	5
	3	0.000	0	353.822	46.630	0.000	5
	4	-1.300	0	227.649	46.630	0.000	5
	5	-2.600	0	101.476	46.630	0.000	5
	계			8845.553	1165.750	0.000	25

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	2.600	0	622.599	0.000	0.000	5
	2	1.300	0	622.599	0.000	0.000	5
	3	0.000	0	622.599	0.000	0.000	5
	4	-1.300	0	622.599	0.000	0.000	5
	5	-2.600	0	622.599	0.000	0.000	5
	계			15564.982	0.000	0.000	25
COMBO 2	1	2.600	0	602.376	42.349	0.000	5
	2	1.300	0	522.327	42.349	0.000	5
	3	0.000	0	442.278	42.349	0.000	5
	4	-1.300	0	362.228	42.349	0.000	5
	5	-2.600	0	282.179	42.349	0.000	5
	계			11056.941	1058.715	0.000	25
COMBO 3	1	2.600	0	496.230	42.349	0.000	5
	2	1.300	0	416.180	42.349	0.000	5
	3	0.000	0	336.131	42.349	0.000	5
	4	-1.300	0	256.082	42.349	0.000	5
	5	-2.600	0	176.032	42.349	0.000	5
	계			8403.275	1058.715	0.000	25
COMBO 4	1	2.600	0	606.168	46.630	0.000	5
	2	1.300	0	479.995	46.630	0.000	5
	3	0.000	0	353.822	46.630	0.000	5
	4	-1.300	0	227.649	46.630	0.000	5
	5	-2.600	0	101.476	46.630	0.000	5
	계			8845.553	1165.750	0.000	25

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉔ COMBO 1 : SVB16

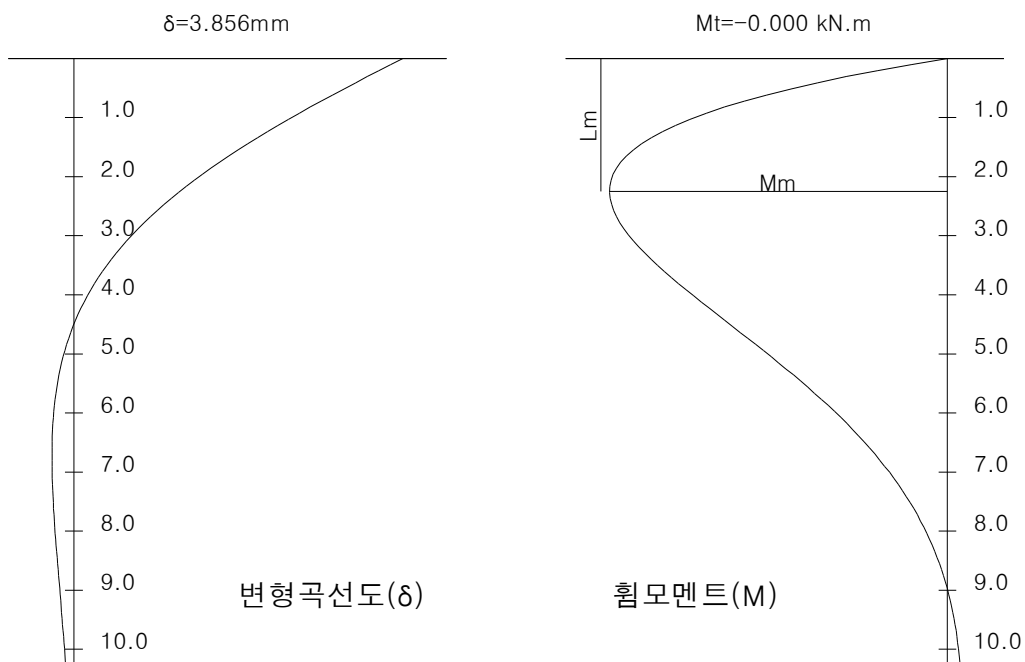
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -30.075 kN.m, 2.248 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.856 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.856 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-32.594	3.856	
0.687	-17.439	-18.814	2.947	
1.373	-26.652	-8.581	2.117	
2.060	-29.939	-1.472	1.412	
2.747	-29.262	3.062	0.847	
3.433	-26.193	5.590	0.421	
4.120	-21.921	6.648	0.120	
4.807	-17.292	6.701	-0.078	
5.493	-12.861	6.127	-0.193	
6.180	-8.954	5.217	-0.247	
6.867	-5.725	4.181	-0.258	
7.553	-3.208	3.161	-0.241	
8.240	-1.360	2.244	-0.209	
8.927	-0.093	1.473	-0.170	
9.613	0.700	0.862	-0.131	
10.300	1.127	0.406	-0.095	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉞ COMBO 2 : SVB14

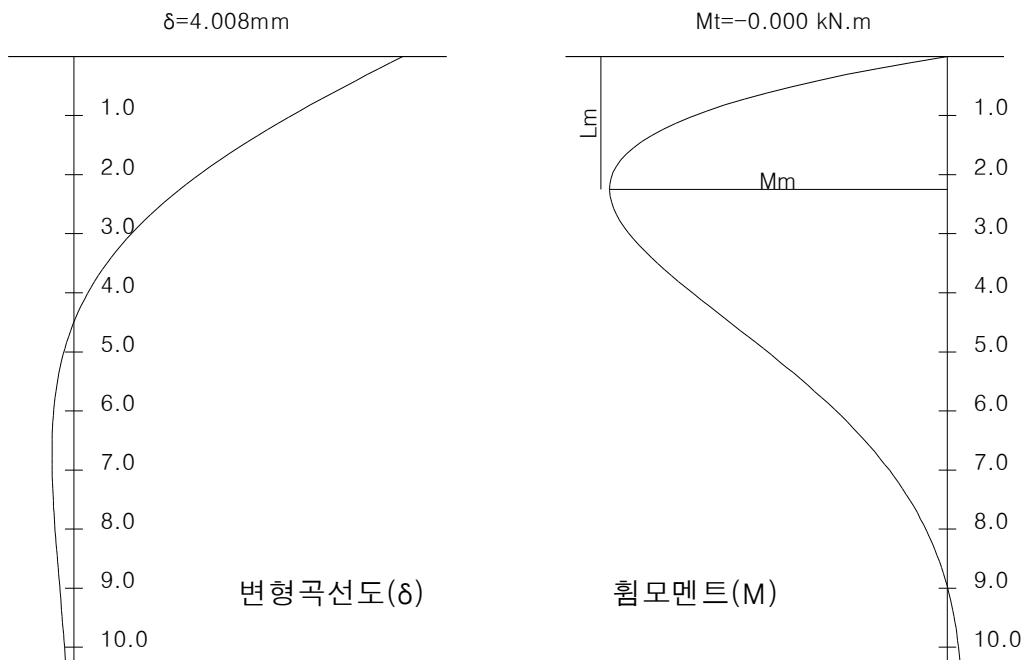
㉞ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -31.260 kN.m, 2.248 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.008 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.008 mm

㉞ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-33.879	4.008	
0.687	-18.126	-19.555	3.063	
1.373	-27.702	-8.920	2.201	
2.060	-31.119	-1.530	1.467	
2.747	-30.416	3.182	0.881	
3.433	-27.225	5.810	0.438	
4.120	-22.785	6.910	0.124	
4.807	-17.974	6.965	-0.081	
5.493	-13.368	6.369	-0.201	
6.180	-9.307	5.422	-0.257	
6.867	-5.951	4.346	-0.268	
7.553	-3.335	3.286	-0.251	
8.240	-1.413	2.332	-0.217	
8.927	-0.097	1.531	-0.177	
9.613	0.727	0.896	-0.136	
10.300	1.171	0.422	-0.098	

㉞ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 3 : SVB14

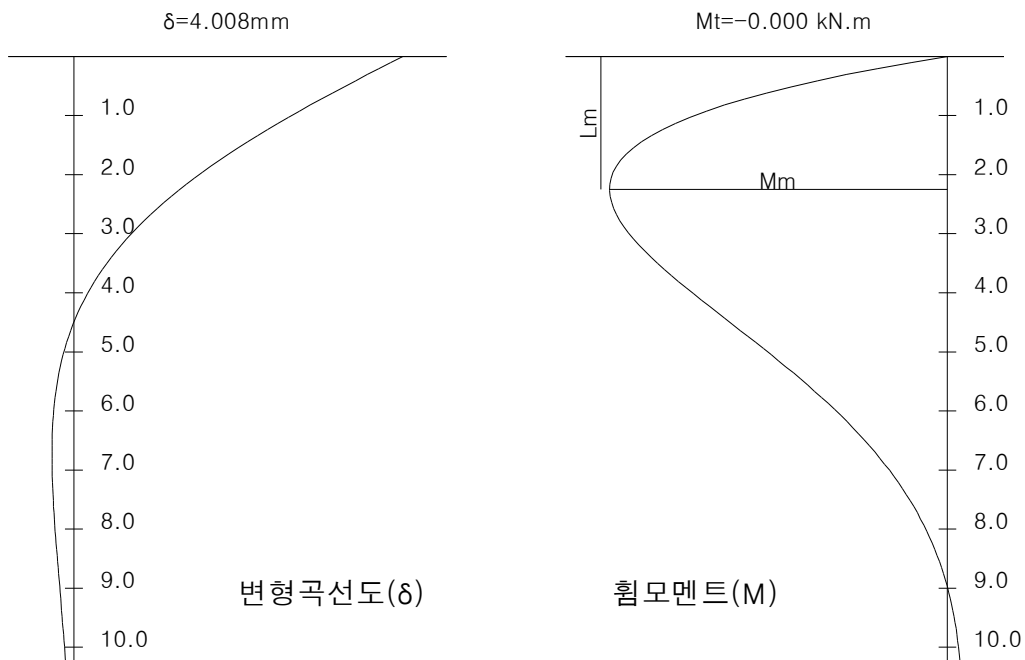
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -31.260 kN.m, 2.248 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.008 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.008 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-33.879	4.008	
0.687	-18.126	-19.555	3.063	
1.373	-27.702	-8.920	2.201	
2.060	-31.119	-1.530	1.467	
2.747	-30.416	3.182	0.881	
3.433	-27.225	5.810	0.438	
4.120	-22.785	6.910	0.124	
4.807	-17.974	6.965	-0.081	
5.493	-13.368	6.369	-0.201	
6.180	-9.307	5.422	-0.257	
6.867	-5.951	4.346	-0.268	
7.553	-3.335	3.286	-0.251	
8.240	-1.413	2.332	-0.217	
8.927	-0.097	1.531	-0.177	
9.613	0.727	0.896	-0.136	
10.300	1.171	0.422	-0.098	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 4 : SVB22

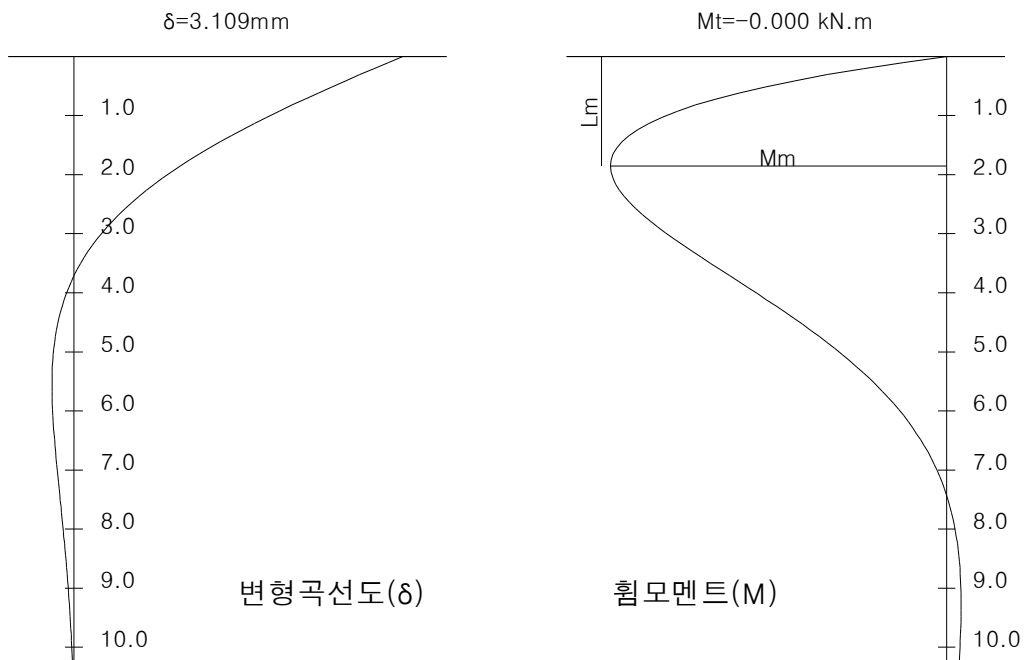
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -35.537 kN.m, 1.857 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.109 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.109 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-46.630	3.109	
0.687	-23.612	-23.425	2.228	
1.373	-33.839	-7.488	1.454	
2.060	-35.289	2.371	0.837	
2.747	-31.645	7.587	0.387	
3.433	-25.613	9.547	0.086	
4.120	-19.006	9.438	-0.093	
4.807	-12.912	8.186	-0.182	
5.493	-7.873	6.452	-0.208	
6.180	-4.061	4.668	-0.197	
6.867	-1.416	3.081	-0.165	
7.553	0.242	1.804	-0.127	
8.240	1.139	0.863	-0.090	
8.927	1.497	0.227	-0.057	
9.613	1.508	-0.157	-0.032	
10.300	1.324	-0.352	-0.014	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉔ COMBO 2 : ULB14

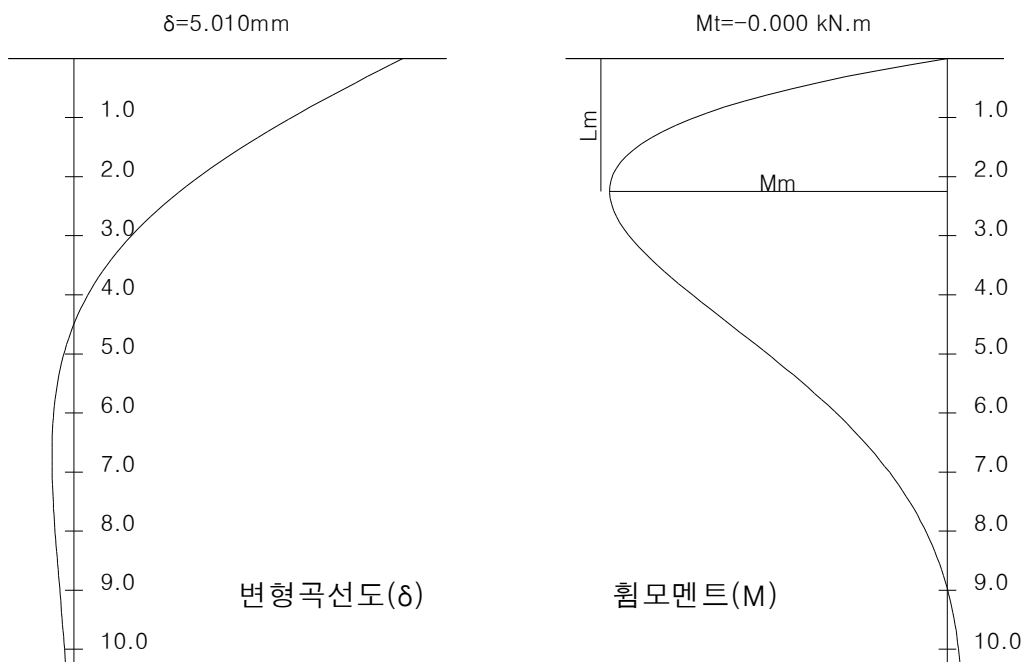
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -39.075 kN.m, 2.248 m
- 말뚝머리부의 변위 : 5.010 mm
- 지표면에서의 변위 : 5.010 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-42.349	5.010	
0.687	-22.657	-24.444	3.829	
1.373	-34.627	-11.149	2.751	
2.060	-38.899	-1.912	1.834	
2.747	-38.020	3.978	1.101	
3.433	-34.032	7.263	0.548	
4.120	-28.481	8.638	0.155	
4.807	-22.467	8.707	-0.101	
5.493	-16.710	7.961	-0.251	
6.180	-11.633	6.778	-0.321	
6.867	-7.438	5.432	-0.335	
7.553	-4.168	4.107	-0.314	
8.240	-1.767	2.915	-0.272	
8.927	-0.121	1.913	-0.221	
9.613	0.909	1.120	-0.170	
10.300	1.464	0.528	-0.123	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉞ COMBO 3 : UEB14

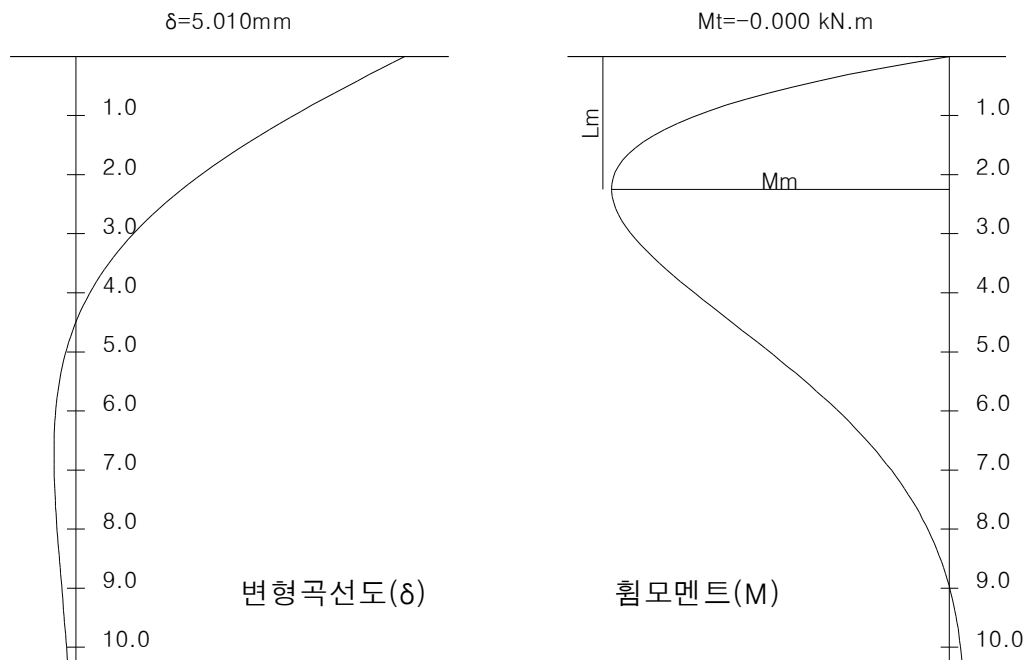
㉞ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -39.075 kN.m, 2.248 m
- 말뚝머리부의 변위 : 5.010 mm
- 지표면에서의 변위 : 5.010 mm

㉞ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-42.349	5.010	
0.687	-22.657	-24.444	3.829	
1.373	-34.627	-11.149	2.751	
2.060	-38.899	-1.912	1.834	
2.747	-38.020	3.978	1.101	
3.433	-34.032	7.263	0.548	
4.120	-28.481	8.638	0.155	
4.807	-22.467	8.707	-0.101	
5.493	-16.710	7.961	-0.251	
6.180	-11.633	6.778	-0.321	
6.867	-7.438	5.432	-0.335	
7.553	-4.168	4.107	-0.314	
8.240	-1.767	2.915	-0.272	
8.927	-0.121	1.913	-0.221	
9.613	0.909	1.120	-0.170	
10.300	1.464	0.528	-0.123	

㉞ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 4 : ULB22

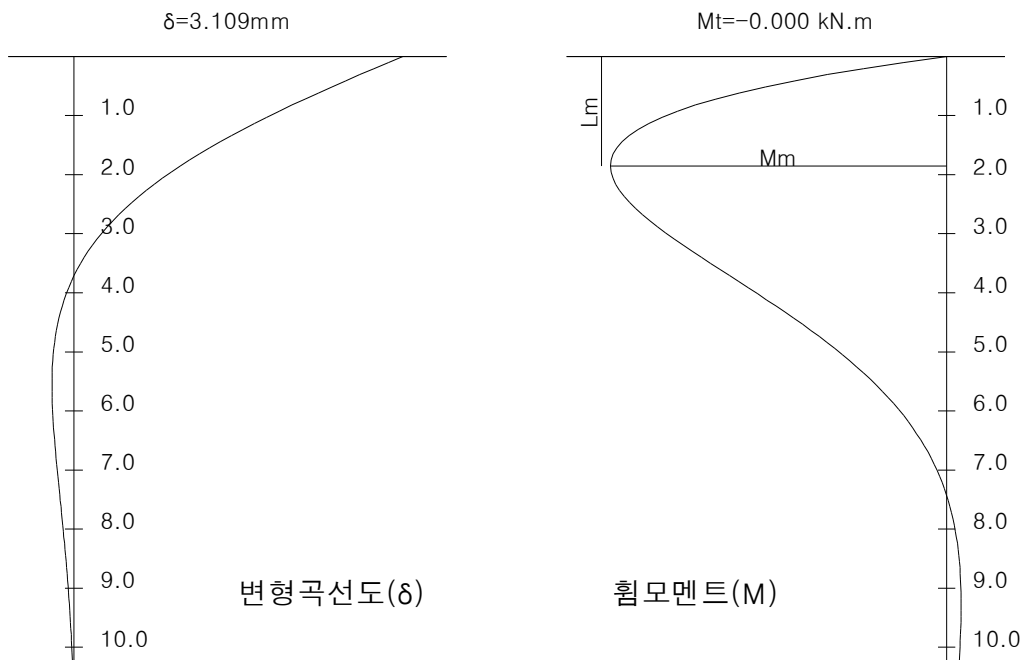
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -35.537 kN.m, 1.857 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.109 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.109 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-46.630	3.109	
0.687	-23.612	-23.425	2.228	
1.373	-33.839	-7.488	1.454	
2.060	-35.289	2.371	0.837	
2.747	-31.645	7.587	0.387	
3.433	-25.613	9.547	0.086	
4.120	-19.006	9.438	-0.093	
4.807	-12.912	8.186	-0.182	
5.493	-7.873	6.452	-0.208	
6.180	-4.061	4.668	-0.197	
6.867	-1.416	3.081	-0.165	
7.553	0.242	1.804	-0.127	
8.240	1.139	0.863	-0.090	
8.927	1.497	0.227	-0.057	
9.613	1.508	-0.157	-0.032	
10.300	1.324	-0.352	-0.014	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



5) 말뚝의 안정성 검토

① 말뚝의 허용지지력 검토

가) 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 군말뚝의 영향 없음

$$Ra = 1/n \times Ru$$

Ra1 = 1730.000 kN (평상시) : 『지반조사보고서』 참조

Ra2 = 2595.000 kN (지진시) : 『지반조사보고서』 참조

나) 말뚝의 허용 수평변위 검토

평상시의 말뚝의 허용 수평변위 $\delta a = 15.000 > \delta = 4.0084 \text{ mm}$ 0.K

지진시의 말뚝의 허용 수평변위 $\delta a = 15.000 > \delta = 3.1087 \text{ mm}$ 0.K

다) 말뚝의 허용인발력

Pa1 = 150.871 kN (평상시) : 『지반조사보고서』 참조

Pa2 = 226.307 kN (지진시) : 『지반조사보고서』 참조

라) 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	585.619	273.309	1730.000	150.871	0.K
	HINGE	554.498	304.431	1730.000	150.871	0.K
COMBO 2	FIX	514.305	193.340	1730.000	150.871	0.K
	HINGE	481.901	225.743	1730.000	150.871	0.K
COMBO 3	FIX	514.305	193.340	1730.000	150.871	0.K
	HINGE	481.901	225.743	1730.000	150.871	0.K
COMBO 4	FIX	638.079	69.566	2595.000	226.307	0.K
	HINGE	606.168	101.476	2595.000	226.307	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 : 10.40 m

이음개소수 : 0 개소

말뚝이음에 의한 허용응력 감소율 : 0.00%

장경비 (L/D) = 10.30/0.500 = 20.600 < 85 이므로 장경비에 따른 감소 없음.

따라서 허용응력의 총 감소율은 0.00% 적용

나) 말뚝의 휨응력 검토

말뚝타설시 항타로 인한 말뚝머리 파손이나 지지지반의 불균등 등으로 인하여 부득이 말뚝머리를 절단해야하는 경우가 있다. 이때 PC말뚝인 경우에는 절단된 위치로부터 일정구간까지

이미 도입된 프리스트레스가 감소하게 된다. 『깊은기초. 한국지반공학회 저』 7.5.2.2

허용 휨압축응력 f_{ca} = 28.000 MPa (평상시)

= 42.000 MPa (지진시)

허용 휨인장응력 f_{ta} = 0.000 MPa (평상시)

= -5.000 MPa (지진시)

★ 지중에 M_{max} 가 발생하는 경우

$$f = f_{ce1} \pm M/Z_e + V/A_e$$

$$= 4.104 \pm M / 9906000.0 + V / 108500.0$$

★ 두부에 M_{max} 가 발생하는 경우

$$f = f_{ce2} \pm M/Z_e + V/A_e$$

$$= 0.000 \pm M / 9906000.0 + V / 108500.0$$

구 분		V(kN)	M(kN.m)	f_c	f_{ca}	f_t	f_{ta}	비 고
COMBO 1	FIX	585.619	40.458	9.482	28.00	1.313	0.00	0.K
	HINGE	554.498	30.075	12.251	28.00	6.179	0.00	0.K
COMBO 2	FIX	514.305	42.125	8.993	28.00	0.488	0.00	0.K
	HINGE	481.901	31.260	11.701	28.00	5.390	0.00	0.K
COMBO 3	FIX	514.305	42.125	8.993	28.00	0.488	0.00	0.K
	HINGE	481.901	31.260	11.701	28.00	5.390	0.00	0.K
COMBO 4	FIX	638.079	41.484	10.069	42.00	1.693	-5.00	0.K
	HINGE	606.168	35.537	13.278	42.00	6.103	-5.00	0.K

다) 말뚝의 전단응력 검토

$$\tau_{sa} = 0.850 \text{ MPa (평상시)}$$

$$= 1.250 \text{ MPa (지진시)}$$

$$\tau = \alpha \times H_o / A_p$$

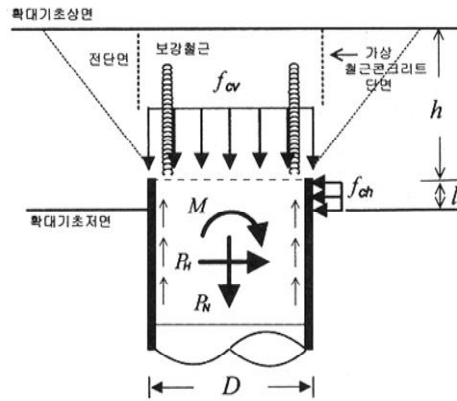
$$\alpha = 4 \times (D^2 + D \times d + d^2) / (3 \times (D^2 + d^2))$$

$$= 4 \times (500.0^2 + 500.0 \times 340.0 + 340.0^2) / (3 \times (500.0^2 + 340.0^2))$$

$$= 1.953 : \text{전단형상계수}$$

구 분		H(kN)	τ	τ_{sa}	비 고
COMBO 1	FIX	32.594	0.587	0.850	0.K
	HINGE	32.594	0.587	0.850	0.K
COMBO 2	FIX	33.879	0.610	0.850	0.K
	HINGE	33.879	0.610	0.850	0.K
COMBO 3	FIX	33.879	0.610	0.850	0.K
	HINGE	33.879	0.610	0.850	0.K
COMBO 4	FIX	46.630	0.839	1.250	0.K
	HINGE	46.630	0.839	1.250	0.K

6) 말뚝과 확대기초의 결합부 검토



① 압입력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수직지압응력

$$f_{cv} = \frac{P_{Nmax}}{\frac{\pi}{4} D^2} \leq f_{ca}$$

f_{ck} : 콘크리트의 설계기준강도(MPa)

P_{Nmax} : 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)

$$\begin{aligned} f_{cv} &= 585619.2 / (\pi/4 \times 500^2) \\ &= 2.983 \text{ MPa} \leq f_{ca} = 6.750 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

* 수직지압응력(f_{cv}) 검토 (지진시)

$$\begin{aligned} f_{cv} &= 638078.7 / (\pi/4 \times 500^2) \\ &= 3.250 \text{ MPa} \leq f_{ca'} = 8.978 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

b. 확대기초 콘크리트의 압발전단응력

$$\tau_v = \frac{P_{N \max}}{\pi(D+h)h} \leq \tau_{a3}$$

τ_{a3} : 상시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) , (해설표 참조)

$\tau_{a3'}$: 지진시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) , (해설표 참조)

h : 확대기초의 유효두께 (mm)

-해설 표. 확대기초의 허용수직압발전단응력, τ_{a3} (MPa)

콘크리트의 설계기준강도 f_{ck}		21	24	27	30
허용압발 전단응력	상시 (τ_{a3})	0.85	0.90	0.95	1.00
	지진시 ($\tau_{a3'}$)	1.131	1.197	1.264	1.330

* 압발전단응력(τ_v) 검토 (상시)

$$\begin{aligned} \tau_v &= 585619.2 / \{ \pi \times (500 + 1900) \times 1900 \} \\ &= 0.041 \text{ MPa} \leq \tau_{a3} = 0.950 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

* 압발전단응력(τ_v) 검토 (지진시)

$$\begin{aligned} \tau_v &= 638078.7 / \{ \pi \times (500 + 1900) \times 1900 \} \\ &= 0.045 \text{ MPa} \leq \tau_{a3'} = 1.264 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 인발력에 대한 검토

원칙적으로 인발력에 대한 검토는 하지 않아도 된다. [도로교 설계기준 해설(하부구조편) P292]

③ 수평력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수평지압응력

$$f_{ch} = \frac{P_{H \max}}{D \cdot l} \leq f_{ca}$$

$P_{H \max}$: 상시와 지진시, 말뚝머리에 작용하는 최대 말뚝축직각방향력 (N)

l : 말뚝의 매입길이 = 100 mm

* 수평지압응력(f_{ch}) 검토 (상시)

$$\begin{aligned} f_{ch} &= 33878.892 / (500 \times 100) \\ &= 0.678 \text{ MPa} \leq f_{ca} = 6.750 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

* 수평지압응력(f_{ch}) 검토 (지진시)

$$\begin{aligned} f_{ch} &= 46630.000 / (500 \times 100) \\ &= 0.933 \text{ MPa} \leq f_{ca'} = 8.978 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

b. 확대기초 단부 말쪽에 대한 수평압발전단응력

$$\tau_h = \frac{P_{Hmax}}{h'(2l + D + 2h')} \leq \tau_{a3}$$

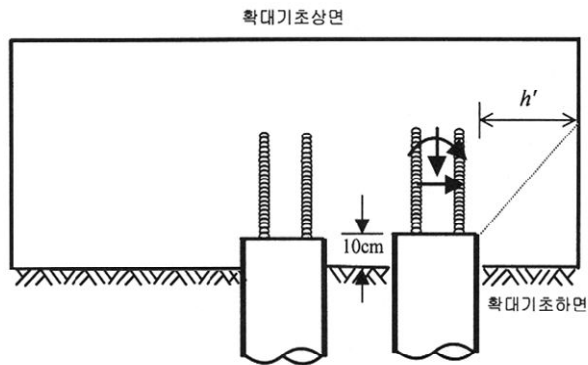
h' : 수평방향의 압발전단에 저항하는 확대기초의 유효두께 (m)

* 수평압발전단응력(f_{ch}) 검토 (상시)

$$\begin{aligned} \tau_h &= 33878.892 / \{400 \times (200 + 500 + 800)\} \\ &= 0.056 \text{ MPa} \leq \tau_{a3} = 0.950 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

* 수평압발전단응력(f_{ch}) 검토 (지진시)

$$\begin{aligned} \tau_h &= 46630.000 / \{400 \times (200 + 500 + 800)\} \\ &= 0.078 \text{ MPa} \leq \tau_{a3'} = 1.264 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$



④ 철근정착

$$L_o = \frac{f_{sa1} A_{st}}{\tau_{oa} U}$$

f_{sa1} : 이형철근의 허용인장응력 (MPa) , (해설표 참조)

A_{st} : 이형철근의 공칭단면적 (mm^2) , (해설표 참조)

U : 이형철근의 공칭둘레길이 (mm)

τ_{oa} : 콘크리트의 허용부착응력 (MPa) , (해설표 참조)

$d1$: 이형철근의 공칭지름 (mm)

- 해설 표. 이형철근의 허용응력, f_{sa1} (MPa)

철근의 종류	SD30	SD35	SD40
인장 및 압축응력	150	175	180

- 해설 표. 이형철근의 표준치수

철근의 종류, D(mm)	D19	D22	D25	D29	D32
공칭지름, d1(mm)	19.1	22.2	25.4	28.6	31.8
공칭단면적, $A_{st}(\text{mm}^2)$	286.5	387.1	506.7	642.4	794.2
공칭둘레, U(mm)	60.0	70.0	80.0	90.0	100.0

- 해설 표. 콘크리트의 허용부착응력, τ_{oa} (MPa)

콘크리트의 설계기준강도 (f_{ck})	21.0	24.0	27.0	30.0
이형철근과 콘크리트의 허용부착응력 (τ_{oa})	1.4	1.6	1.7	1.8

★ 철근의 정착길이

일반적으로, $L_o \geq L_{\min} = 35d1$ 로 하는 것이 좋다. $L_{\min} = 35 \times 19.1 = 668.5 \text{ mm}$

$$L_o = 150.000 \times 286.500 / (1.700 \times 60.000) = 421.324 (\leq 668.500)$$

$$= 668.5 (\text{mm})$$

이때, 정착길이는 다음을 만족하여야 한다.

$$L \geq L_o + D/2 = 668.5 + 500/2 = 918.5 \text{ mm}$$

⑤ 확대기초 속에 말뚝머리부분의 매입길이는 최소한 100 mm로 한다.

⑥ 연직 지압강도에 대한 검토 (콘 · 설 · 해 6.8 지압강도)

$$\phi V_n = \phi(0.85 f_{ck} A_1)$$

A1 : 재하면적 (mm²)

A2 : 지지면적 (mm²)

★ 연직지압강도

$$\begin{aligned}\phi V_n &= 0.700 \times (0.85 \times 27.0 \times 196349.5) \\ &= 3154355.374 \text{ N} \geq P_{N\max} = 642880.839 \text{ N} \quad \therefore \text{O.K.}\end{aligned}$$

⑦ PUNCHING 전단강도에 대한 검토 (콘 · 설 · 해 7.12.2 2방향 거동에 대한 전단강도)

$$\phi V_n = \phi \left(\frac{1}{3} \sqrt{f_{ck}} \cdot b_p \cdot d \right)$$

d : 유효깊이 (말뚝위치의 단면두께 - 저판에서의 철근덮개)

b_p : $\pi \times$ (말뚝직경 + d)

★ PUNCHING 전단강도

$$\begin{aligned}\phi V_n &= 0.800 \times \left(\frac{1}{3} \times \sqrt{27.0} \times 7382.7 \times 1850 \right) \\ &= 18925182.566 \text{ N} \geq P_{N\max} = 642880.839 \text{ N} \quad \therefore \text{O.K.}\end{aligned}$$

오창JCT R-D P7 두부보강

- 설계조건

1. PHC말뚝 제원

말뚝직경 (D) : 500 mm

말뚝두께 (t) : 80 mm

* 말뚝두부는 콘크리트 내부에 근입되므로 부식치는 고려하지 않음

2. 확대기초 콘크리트 제원

단면두께 (H) : 2300 mm

말뚝매입길이(l) : 100 mm

수직유효두께(h) : 2200 mm

수평유효두께(h') : 400 mm 최외곽의 말뚝중심에서 기초 연단까지의 거: 650 mm

설계기준강도(f_{ck}) : 27 MPa

지압응력면적비 ($\sqrt{A_2 / A_1}$) : 1

콘크리트 허용수직지압응력(f_{ca}) : 6.75 MPa 상시 / 8.98 MPa 지진시

콘크리트 압발(편칭) 전단응력(τ_{a3}) : .95 MPa 상시 / 1.26 MPa 지진시

콘크리트 허용부착응력(v_{oa}) : 1.70 MPa 상시 / 2.26 MPa 지진시

3. 보강철근 제원

보강철근의 종류 : H16(SD40) 보강철근 적용수량 8 개

보강철근 1개의 공칭단면적(A_{st}) : 198.6 mm² 보강철근량(A_s) : 1588.8 mm²

보강철근 1개의 공칭직경(d) : 15.9 mm

보강철근 1개의 공칭둘레(U) : 50 mm

보강철근의 허용인장응력(f_{sa}) : 180.0 MPa 상시 / 239.4 MPa 지진시

4. 말뚝머리에 작용하는 하중

① 평상시

최대수직력(PNmax) : 804.591 kN

최소수직력(PNmin) : 2.696 kN

최대수평력(Hmax) : 33.879 kN

최대휨모멘트(Mmax) : 14.156 kN-m

② 지진시

최대수직력(PNmax) : 666.493 kN

최소수직력(PNmin) : 41.152 kN

최대수평력(Hmax) : 46.630 kN

최대휨모멘트(Mmax) : 13.278 kN-m

* 말뚝머리 작용하중은 도로교설계기준에 명시된 변위법에 의거함

- 구조계산결과

1. 확대기초에 대한 검토

1) 수직력에 대한 검토

① 기초 콘크리트의 수직방향 지압응력

a. 평상시

$$\begin{aligned} f_{cv} &= P_{nmax} / (\pi \times D^2 / 4) \leq f_{ca} \\ &= 804.6 / (\pi \times 0.5^2 / 4) \\ &= 4.10 \text{ MPa} \leq 6.75 \text{ MPa} \quad 0.K \end{aligned}$$

b. 지진시

$$\begin{aligned} f_{cv} &= P_{nmax} / (\pi \times D^2 / 4) \leq f_{ca} \\ &= 666.49 / (\pi \times 0.5^2 / 4) \\ &= 3.39 \text{ MPa} \leq 8.98 \text{ MPa} \quad 0.K \end{aligned}$$

② 기초 콘크리트의 수직방향 압발(편칭) 전단응력

a. 평상시

$$\begin{aligned} \tau_v &= P_{nmax} / (\pi \times (D + h) \times h) \leq \tau_{a3} \\ &= 804.59 / (\pi \times (0.5 + 2.2) \times 2.2) \\ &= .04 \text{ MPa} \leq .95 \text{ MPa} \quad 0.K \end{aligned}$$

b. 지진시

$$\begin{aligned} \tau_v &= P_{nmax} / (\pi \times (D + h) \times h) \leq \tau_{a3} \\ &= 666.49 / (\pi \times (0.5 + 2.2) \times 2.2) \\ &= .04 \text{ MPa} \leq 1.26 \text{ MPa} \quad 0.K \end{aligned}$$

2) 수평력에 대한 검토

① 기초 콘크리트의 수평방향 지압응력

a. 평상시

$$\begin{aligned} f_{ch} &= H_{max} / (D \times l) \leq f_{ca} \\ &= 33.879 / (0.5 \times 0.1) \\ &= .68 \text{ MPa} \leq 6.75 \text{ MPa} \quad 0.K \end{aligned}$$

b. 지진시

$$\begin{aligned} f_{ch} &= H_{max} / (D \times l) \leq f_{ca} \\ &= 46.63 / (0.5 \times 0.1) \\ &= .93 \text{ MPa} \leq 8.98 \text{ MPa} \quad 0.K \end{aligned}$$

② 기초 콘크리트의 수평방향 압발(편칭) 전단응력

a. 평상시

$$\begin{aligned}\tau_h &= H_{\max} / (h' \times (2l + D + 2h')) \leq \tau_{a3} \\ &= 33.879 / (0.4 \times (2 \times 0.1 + 0.5 + 2 \times 0.4)) \\ &= .06 \text{ MPa} \leq .95 \text{ MPa} \quad 0.K\end{aligned}$$

b. 지진시

$$\begin{aligned}\tau_h &= H_{\max} / (h' \times (2l + D + 2h')) \leq \tau_{a3} \\ &= 46.63 / (0.4 \times (2 \times 0.1 + 0.5 + 2 \times 0.4)) \\ &= .08 \text{ MPa} \leq 1.26 \text{ MPa} \quad 0.K\end{aligned}$$

2. 가상철근 콘크리트 단면의 응력검토

1) 이론식

콘크리트의 응력은 원형 단주의 응력계산식을 이용하여 다음과 같이 구한다.

$$f_c = (M' / r^3) C \leq f_{ca} (= 0.4f_{ck}) \quad - \text{식(1)}$$

단, 콘크리트의 휨압축응력계수(C)는 다음과 같다.

$$C = \frac{1 - \cos \phi}{2\sin^3 \phi / 3 - \phi \cos \phi + \sin \phi \cos^2 \phi + \phi / 4 - k} \quad - \text{식(2)}$$

$$k = \sin \phi \cos \phi / 4 + \sin^3 \phi \cos \phi / 6 - \pi n p (0.5(rs/r)^2 - \cos \phi)$$

위 식에서 ϕ 는 아래의 식에서 구한다.

① 말뚝머리에 작용하는 축방향력, $P \neq 0$ 인 경우

$$e/r = \frac{1/4 - \sin \phi \cos \phi (5/12 - \cos^2 \phi / 6) + 0.5 \pi n p (rs/r)^2}{\sin \phi (2 + \cos^2 \phi) / 3 - \phi \cos \phi - \pi n p \cos \phi} \quad - \text{식(3)}$$

② 말뚝머리에 작용하는 축방향력, $P=0$ 인 경우

$$0 = \sin \phi (2 + \cos^2 \phi) / 3 - \phi \cos \phi - \pi n p \cos \phi \quad - \text{식(4)}$$

단, $0 \leq \phi \leq \cos(-rs/r)$

그리고 보강철근의 응력은 다음과 같이 구한다.

$$f_s = (M/r^3) S \times n \leq f_{sa} \quad - \text{식(5)}$$

단, 보강철근의 휨인장응력계수(S)는 다음과 같다.

$$S = C \times \frac{rs/r + \cos \phi}{1 - \cos \phi} \quad - \text{식(6)}$$

2) 최대 수직력과 최대 휨모멘트의 조합하중

a. 평상시

$$P_{nmax} = 804.59 \text{ kN}$$

$$M_{max} = 14.16 \text{ kN-m}$$

$$r \text{ (가상 단면의 반경)} = D/2 + 100 \text{ mm} = 270 \text{ mm}$$

$$r_s \text{ (가상단면 중심에서 보강철근 중심까지의 거리)} = r - (30+100+80) = 60 \text{ mm}$$

$$r_s/r = 0.222$$

$$e = M / P = 14.156 / 804.591 = 17.59 \text{ mm}$$

$$e / r = 0.065$$

$$n = 15, \quad A_s = 1588.8 \text{ mm}^2 \quad (\text{H16(SD40)} \times 8 \text{ 개})$$

$$\rho \text{ (가상단면 철근비)} = A_s / (\pi \times r^2) = 1588.8 / (\pi \times 270^2) = 0.00694$$

$$\rho_p = 15 \times 0.00693732 = 0.1041$$

$$r_s / r = 0.222, \quad e/r = 0.065 \quad \text{이므로}$$

식(2) 및 (6)에 의해

$$C = 0.5217$$

$$M' = M_{max} + P_{nmax} \times r = 14.16 + 804.59 \times 0.27 = 231.396 \text{ kN-m}$$

따라서 콘크리트 휨압축응력은

$$f_c = M' / r^3 C = 231396000 / 270^3 \times 0.5217 = 6.13 \text{ MPa} \leq 10.80 \text{ MPa} \quad \text{O.K}$$

b. 지진시

$$P_{nmax} = 666.49 \text{ kN}$$

$$M_{max} = 13.28 \text{ kN-m}$$

$$r \text{ (가상 단면의 반경)} = D/2 + 100 \text{ mm} = 270 \text{ mm}$$

$$r_s \text{ (가상단면 중심에서 보강철근 중심까지의 거리)} = r - (30+100+80) = 60 \text{ mm}$$

$$r_s/r = 0.222$$

$$e = M / P = 13.28 / 666.49 = 19.92 \text{ mm}$$

$$e / r = 0.074$$

$$n = 15, \quad A_s = 1588.8 \text{ mm}^2 \quad (\text{H16(SD40)} \times 8 \text{ 개})$$

$$\rho \text{ (가상단면 철근비)} = A_s / (\pi \times r^2) = 1588.8 / (\pi \times 270^2) = 0.00693732$$

$$\rho_p = 15 \times 0.00693732 = 0.1041$$

$$r_s / r = 0.222, \quad e/r = 0.074 \quad \text{이므로}$$

식(2) 및 (6)에 의해

$$C = 0.5217$$

$$M' = M_{max} + P_{nmax} \times r = 13.28 + 666.49 \times 0.27 = 193.231 \text{ kN-m}$$

따라서 콘크리트 휨압축응력은

$$f_c = M' / r^3 C = 193231000 / 270^3 \times 0.5217 = 5.12 \text{ MPa} \leq 14.36 \text{ MPa} \quad \text{O.K}$$

3) 최소수직력과 최대휨모멘트의 조합하중

a. 평상시

$$P_{nmin} = 2.70 \text{ kN}$$

$$M_{max} = 14.16 \text{ kN-m}$$

$$r (\text{가상 단면의 반경}) = D/2 + 100 \text{ mm} = 270 \text{ mm}$$

$$r_s (\text{가상단면 중심에서 보강철근 중심까지의 거리}) = r - (30+100+80) = 60 \text{ mm}$$

$$r_s/r = 0.222$$

$$e = M / P = 14.16 / 2.70 = 5250.74 \text{ mm}$$

$$e / r = 19.447$$

$$n = 15, \quad A_s = 1588.8 \text{ mm}^2 \quad (\text{H16(SD40)} \times 8 \text{ 개})$$

$$\rho (\text{가상단면 철근비}) = A_s / (\pi \times r^2) = 1588.8 / (\pi \times 270^2) = 0.00693732$$

$$\rho_p = 15 \times 0.00693732 = 0.1041$$

$$r_s / r = 0.222, \quad e/r = 19.447 \quad \text{이므로}$$

식(2) 및 (6)에 의해

$$C = 0.5217, \quad S = -0.151$$

$$M' = M_{max} + P_{nmax} \times r = 14.16 + 2.70 \times 0.27 = 14.88 \text{ kN-m}$$

따라서 콘크리트 휨압축응력은

$$f_c = M' / r^3 C = 14884000 / 270^3 \times 0.5217 = 3.39 \text{ MPa} \leq 10.80 \text{ MPa} \quad \text{O.K.}$$

보강철근의 휨인장응력

$$f_s = M' / r^3 S n = 14884000 / 270^3 \times -0.151 \times 15 = -1.72 \text{ MPa} \leq 180.00 \text{ MPa} \quad \text{O.K.}$$

b. 지진시

$$P_{nmin} = 41.15 \text{ kN}$$

$$M_{max} = 13.28 \text{ kN-m}$$

$$r (\text{가상 단면의 반경}) = D/2 + 100 \text{ mm} = 270 \text{ mm}$$

$$r_s (\text{가상단면 중심에서 보강철근 중심까지의 거리}) = r - (30+100+80) = 60 \text{ mm}$$

$$r_s/r = 0.222$$

$$e = M / P = 13.28 / 41.15 = 322.66 \text{ mm}$$

$$e / r = 1.195$$

$$n = 15, \quad A_s = 1588.8 \text{ mm}^2 \quad (\text{H16(SD40)} \times 8 \text{ 개})$$

$$\rho (\text{가상단면 철근비}) = A_s / (\pi \times r^2) = 1588.8 / (\pi \times 270^2) = 0.00693732$$

$$\rho_p = 15 \times 0.00693732 = 0.1041$$

$$r_s / r = 0.222, \quad e/r = 1.195 \quad \text{이므로}$$

식(2) 및 (6)에 의해

$$C = 2.1843, \quad S = 1.9601$$

$$M' = M_{max} + P_{nmax} \times r = 13.28 + 41.15 \times 0.27 = 24.39 \text{ kN-m}$$

따라서 콘크리트 휨압축응력은

$$f_c = M' / r^3 C = 24389000 / 270^3 \times 2.1843 \\ = 2.71 \text{ MPa} \leq 14.36 \text{ MPa} \quad 0.K$$

보강철근의 휨인장응력

$$f_c = M' / r^3 S_n = 24389000 / 270^3 \times 1.9601 \times 15 \\ = 36.43 \text{ MPa} \leq 239.40 \text{ MPa} \quad 0.K$$

3. 보강철근의 정착길이

1) 사용철근 : H16(SD40) × 8 개

2) 정착길이 산정 : 다음중 큰 값을 정착길 이로 한다.

$$Ld1 = f_{sa} \times A_{st} / (v_{oa} \times U) = 180 \times 198.6 / (1.7 \times 50) = 420.6 \text{ mm}$$

$$Ld2 = 35d = 35 \times 15.9 = 556.5 \text{ mm}$$

정착길이는 556.5 mm 이상이어야 함

3) 말뚝머리속채움 콘크리트에 매설되는 보강철근 길이 산정

$$L_i = L_o + 500p = 557 + 50 \times 9 = 1007 \text{ mm}$$

매설길이는 1007 mm 이상이어야 함

교각 P8

목 차

1. 설 계 흐 름 도
2. 해석결과 요약
 - * 말뚝 안정성검토 및 응력검토
 - * 기둥의 단면 설계
 - * 단면 설계
 - * 사용성 검토
3. 설 계 조 건
 - 3.1 일반사항
 - 3.2 하중
 - 3.3 지반조건
 - 3.4 사용재료 강도
 - 3.5 설계방법
 - 3.6 참고문헌
4. 단 면 가 정
5. 하 중 계 산
6. 구 조 해 석
 - 6.1 해석모델링
 - 6.2 절점좌표
 - 6.3 단면제원
 - 6.4 하중재하도
7. 해 석 결 과 집 계
 - 7.1 하중별 부재력 집계
 - 7.2 사용하중 조합시 부재력 집계
 - 7.3 계수하중 조합시 부재력 집계
8. 두 부 보 설 계
 - 8.1 내민보의 설계 : 좌측
 - 8.2 내민보의 설계 : 우측
 - 8.3 교량받침 위치 검토

9. 기 동 설 계

- 9.1 교축직각 방향
- 9.2 교축 방향
- 9.3 합성 부재력
- 9.4 기동의 전단설계

10. 기 초 설 계

- 10.1 교축직각 방향
- 10.2 교축방향

11. 기초 2방향전단(편칭) 검토

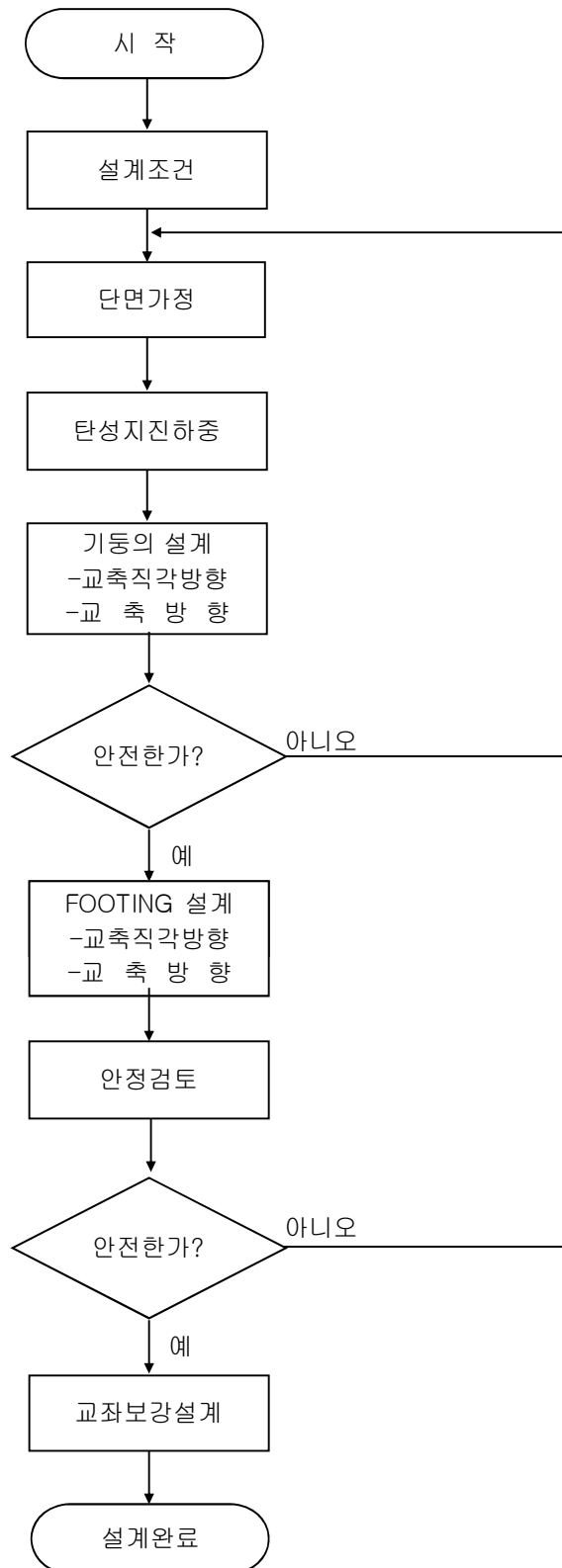
12. 교 량 받 침 부 검 토

- 12.1 받침 연단거리 검토
- 12.2 최소 받침지지 길이 검토
- 12.3 교량받침 수직력, 수평력 검토
- 12.4 교량받침 보강 철근 검토
- 12.5 교량받침 하면 보강
- 12.6 교량받침 콘크리트 보강

13. PILE 교축직각방향 검토

14. PILE 교축방향 검토

1. 설계흐름도



2. 해석결과 요약

▣ 말뚝 안정성검토 및 응력검토

구 분			허용값	발생값	비 고
교축방향	평상시	허용지지력(kN/EA)	1730.000	851.830	0.K
		허용인발력(kN/EA)	187.160	-	0.K
		휨 응력(MPa)	28.000	14.798	0.K
		전단응력(MPa)	0.850	0.593	0.K
		수평변위(mm)	15.000	3.894	0.K
	지진시	허용지지력(kN/EA)	2595.000	880.691	0.K
		허용인발력(kN/EA)	280.740	-30.763	0.K
		휨 응력(MPa)	42.000	16.432	0.K
		전단응력(MPa)	1.250	1.063	0.K
		수평변위(mm)	15.000	3.938	0.K
교축직각 방향	평상시	허용지지력(kN/EA)	1730.000	1041.311	0.K
		허용인발력(kN/EA)	187.160	-99.366	0.K
		휨 응력(MPa)	28.000	17.309	0.K
		전단응력(MPa)	0.850	0.746	0.K
		수평변위(mm)	15.000	4.905	0.K
	지진시	허용지지력(kN/EA)	2595.000	914.299	0.K
		허용인발력(kN/EA)	280.740	-64.371	0.K
		휨 응력(MPa)	42.000	16.645	0.K
		전단응력(MPa)	1.250	1.035	0.K
		수평변위(mm)	15.000	3.832	0.K

▣ 기둥의 단면 설계

단면위치		P _{use}	P _u (kN)	φ P _n (kN)	안전도	비 고
교축방향	축력최대	0.026	15845.562	57397.973	3.622	0.K
	모멘트최대	0.026	10639.498	36268.678	3.409	0.K
	탄성설계	0.026	8511.598	35805.848	4.207	0.K
	편심최대	0.026	8086.018	34224.485	4.233	0.K
교축직각방향	축력최대	0.026	15845.562	41152.607	2.597	0.K
	모멘트최대	0.026	12560.364	14290.155	1.138	0.K
	탄성설계	0.026	8511.598	26476.741	3.111	0.K
	편심최대	0.026	9523.793	11875.885	1.247	0.K
합성부재력	축력최대	0.026	15845.562	41152.607	2.597	0.K
	모멘트최대	0.026	10639.498	15810.601	1.486	0.K
	탄성설계	0.026	8511.598	24350.875	2.861	0.K
	편심최대	0.026	8086.018	12764.977	1.579	0.K
	모멘트최대	0.026	12560.364	14289.214	1.138	0.K
	편심최대	0.026	9523.793	11442.905	1.202	0.K

■ 단면 설계

단면위치		깊이 (mm)	피복 (mm)	Req.As (mm ²)	Use.As (mm ²)	Mu(kN.m)	Φ Mn(kN.m)	안전도	비 고
두 부 보	좌측내민보	2500.0	100.0	16961.418	27295.400	-	-	1.609	0.K
	우측내민보	2500.0	100.0	23301.284	27295.400	-	-	1.171	0.K
	좌측내민보수	2400.0	100.0	903.141	5950.000	705.290	4610.941	6.538	0.K
	우측내민보수	2400.0	100.0	1098.466	5950.000	857.570	4610.941	5.377	0.K
	교량받침1	2326.3	100.0	1753.353	6424.000	1323.411	4811.720	3.636	0.K
	교량받침2	1958.3	100.0	2772.084	27295.400	1699.862	15911.352	9.360	0.K
기 초	교축방향	2000.0	150.0	15599.960	26855.100	9701.442	16563.107	1.707	0.K
	교직-지점부	2000.0	150.0	19310.621	32762.400	11976.398	20118.262	1.680	0.K

■ 사용성 검토

단면위치		인장응력 (fs)	허용응력 (fsa)	철근간격(S)	최대간격(Sq)	비 고
두 부 보	좌측내민보	92.869	180.000	126.316	637.971	0.K
	우측내민보	168.840	180.000	126.316	256.419	0.K
	좌측내민보수평	53.561	180.000	227.273	1176.232	0.K
	우측내민보수평	65.125	180.000	227.273	967.365	0.K
	교량받침1	148.127	180.000	240.000	317.889	0.K
	교량받침2	51.280	180.000	126.316	1228.550	0.K
기 초	교축방향	165.127	180.000	122.642	133.156	0.K
	교직-지점부	167.998	180.000	127.451	130.006	0.K

3. 설 계 조 건

3.1 일 반 사 항

1) 구 조 형 식	: T형 교각
2) 상 부 형 식	: STEEL BOX
3) 교 량 등 급	: 1 등교
4) 기 초 형 식	: 말뚝기초

3.2 하 중

1) 철근콘크리트의 단위중량	: $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$	[도로교 설계기준 2.1.2]
2) 기초지반의 단위중량	: $\gamma_{s2} = 20 \text{ kN/m}^3$	[도로교설계요령 제2권 P366]
3) 교량받침 마찰계수	: $f_s = 0.15$	

3.3 지 반 조 건

1) 기초지반의 N치	: $N = 17$	
2) 기초지반의 내부마찰각	: $\phi_2 = 30.969^\circ$	; $15 + \sqrt{15N}$
3) 기초지반의 점착력	: $C = 0 \text{ kN/m}^2$	
4) 기초지반의 마찰계수	: $\mu = 0.377$	; $\text{TAN}(\frac{2}{3} \cdot \phi_2)$: 흙과 콘크리트
5) 지반 가속도 계수	: $A = 0.154$	; 위험도 계수 x 지진구역계수
- 내진 등급	: I 등급	- 위험도 계수 : 1.4 [도로교 설계기준 6.3.1]
- 지진 구역	: I 구역	- 지진구역 계수 : 0.11

3.4 사 용 재 료 강 도

1) 콘크리트 설계기준 강도	: $f_{ck} =$	두부분: 27 MPa	
		기둥: 27 MPa	
		기초: 27 MPa	
- 탄성계수	: $E_c =$	두부분: 27804 MPa	
		기둥: 27804 MPa	
		기초: 27804 MPa	[도로교 설계기준 2.3.3]
2) 철근의 항복 강도(SD400)	: $f_y =$	두부분: 400 MPa	
		기둥: 400 MPa	
		기초: 400 MPa	
- 탄성계수	: $E_s = 200000 \text{ MPa}$		[도로교 설계기준 2.3.3]

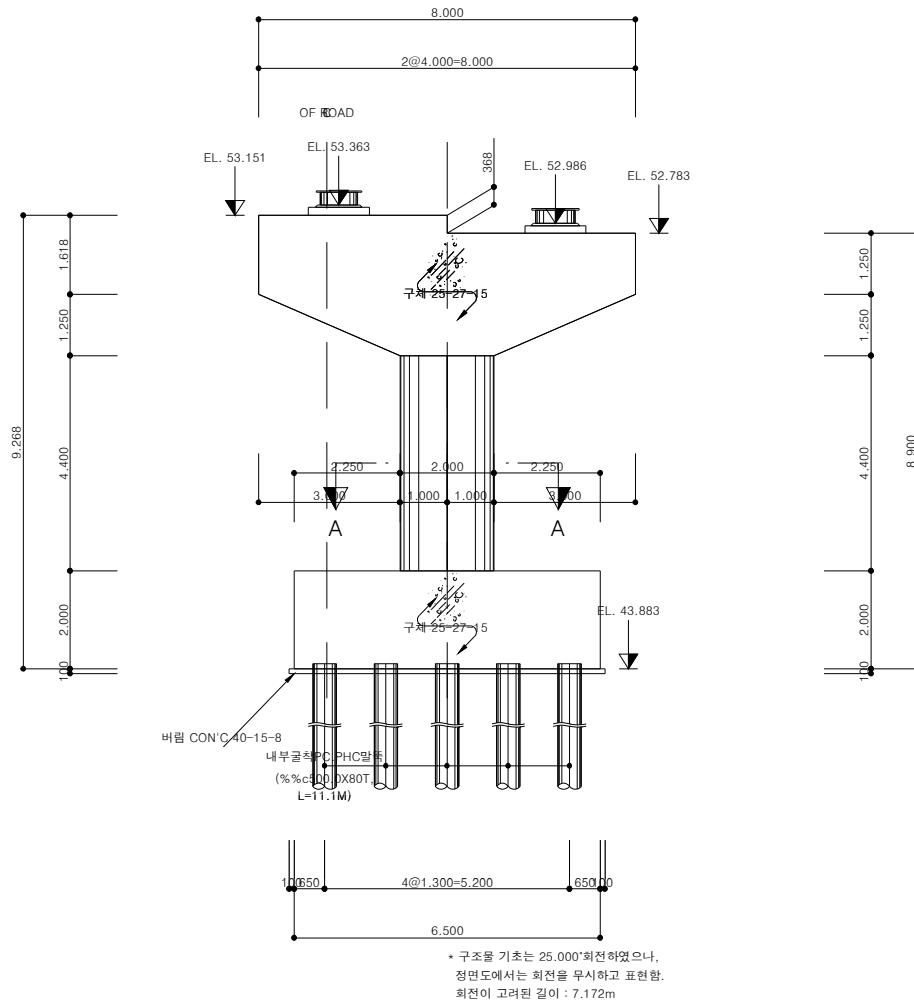
3.5 설 계 방 법

1) 안 정 성 검 토	: 허용응력 설계법
2) 단 면 설 계	: 극한강도 설계법

3.6 참 고 문 헌

1) 도로교 설계기준	: 국토해양부 (2010)
2) 콘크리트구조 설계기준	: 한국콘크리트학회 (2007)
3) 도로설계 편람	: 국토해양부 (2000)
4) 도로 설계 요령	: 한국도로공사 (2002)

4. 단 면 가 정



5. 하 중 계 산

5.1 상부반력 및 교각자중

교좌번호	고정 하중(D)	활하중(L)		
		만재하시(L1)	좌측편재하(L2)	우측편재하(L3)
1	2870.423	1442.268	1060.766	26.160
2	4070.630	781.211	150.378	1124.063
계	6941.053	2223.479	1211.144	1150.223

※ 교각자중은 25.000 kN/m³ 의 값을 프로그램에서 자동재하

5.2 풍 하 중

1) 교축직각방향 (W-TR)

① 상부구조에 작용하는 풍하중

$$B/D = 9.170 / 4.790 = 1.914 \quad [1 \leq B/D < 8]$$

$$W1 = [4.0 - 0.2 \times (9.170 / 4.790)] \times 4.790 = 17.3 \text{ kN/m} \geq 6.0 \text{ 이므로}$$

$$= 17.326 \text{ kN/m}$$

$$P1 = 17.326 \times (40.000 + 60.000) / 2 \times \sin 90.0$$

$$= 866.3 \text{ kN}$$

$$\text{작용위치 } h = 4.790/2 + 0.500 + 0.809 = 3.704 \text{ m}$$

$$\text{작용모멘트 } My = Ph \times h = 866.300 \times 3.704 = 3208.78 \text{ kN.m}$$

② 하부구조에 작용하는 풍하중

$$W'_{\text{copping}} = 3.000 \times 2.868 \times 2.400 = 20.65 \text{ kN}$$

$$W'_{\text{column}} = 1.500 \times 2.000 = 3 \text{ kN/m (풍상측)}$$

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용 한다.

2) 교축방향 (W-L0)

① 하부구조에 작용하는 풍하중

$$W'_{\text{copping}} = 53.163 \text{ kN (Copping 높이에 따라 재하)}$$

$$W'_{\text{column}} = 1.500 \times 2.000 = 3 \text{ kN/m}$$

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용 한다.

5.3 활하중에 작용하는 풍하중

활하중에 재하되는 풍하중에 대하여는 교면상 1.5m 위치에서 1500 N/m의 풍하중이 재하되는 것으로 한다. [도로설계기준 P19]

$$Ph = 1.500 \times (40.000 + 60.000)/2 \times \sin 90.0 = 75 \text{ kN}$$

$$\text{작용위치 } h = 3.356 + 1.500 + 0.809 = 5.665 \text{ m}$$

$$\text{작용모멘트 } My = Ph \times h = 75.000 \times 5.665 = 424.875 \text{ kN.m}$$

5.4 온도하중 산정

1) 교축직각방향 (G-TR)

연평균 온도변화차 $\Delta T = 10^{\circ}\text{C}$ 적용

2) 교축방향 (G-L0)

① 교각의 종방향 변위를 유발하는 수평력

$$\delta = \alpha \times \Delta T \times L = 0.000012 \times 25.0 \times 10.0 = 0.003 \text{ m}$$

$$\delta = \frac{P \times L^3}{3 \times E \times I} \quad P_h = \frac{3 \times E \times I \times \delta}{L^3}$$

$$P_h = 3 \times 27804000 \times 0.78540 \times 1\text{EA} \times 0.00300 / 7.268^3 \times \sin 90.0$$

$$= 511.912 \text{ kN}$$

② 교량받침에 의한 수평력

$$\text{상부고정하중} : V_d = 6941.053 \text{ kN}$$

$$\text{교량받침마찰계수} : \mu = 0.150$$

$$P_h = \mu \times W = 6941.053 \times 0.150 \times \sin 90.0$$

$$= 1041.158 \text{ kN}$$

☞ 수평력은 ①, ② 중 작은 값 511.912 kN을 적용한다.

③ 작용 모멘트

$$M_h = 511.912 \times (0.500 + 1.618/2) = 670.092 \text{ kN.m}$$

5.5 원심하중 (CF)

$$CF = 0.79 \times V^2 / R (\%)$$

$$= 0.79 \times 60.000^2 / 160.000$$

$$= 17.775 \%$$

CF : 원심하중으로서 충격을 포함하지 않은 활하중의 백분율

V : 설계속도(km/h), R : 곡선반경 (m)

$$\text{작용위치} \quad h = 3.356 + 1.800 + 0.809 = 5.965 \text{ m}$$

$$\text{작용수평력} \quad P_{cf} = 17.775 \times 2223.479 / 100 = 395.223 \text{ kN}$$

$$\text{작용모멘트} \quad M_y = P_{cf} \times h = 395.223 \times 5.965 = 2357.508 \text{ kN.m}$$

5.6 지진에 의한 하중 : 내진해석 참조

구 분			교 축 방 향			교 축 직 각 방 향		
위치	하중경우	기동	전단력	모멘트	변위(m)	전단력	모멘트	변위(m)
기동상단	하중경우 1	기동 1	1099.710	2367.970	0.00000	532.680	1929.200	0.00000
	하중경우 2	기동 1	598.080	1284.200	0.00000	939.680	3571.260	0.00000
기동하단	하중경우 1	기동 1	1137.140	7210.310	0.00000	615.500	4050.350	0.00000
	하중경우 2	기동 1	683.880	4049.740	0.00000	1055.300	7232.030	0.00000

5.7 하중조합 : 사용하중 검토시

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	CF
SVB01	1.00	1.00								1.00
SVB02	1.00		1.00							1.00
SVB03	1.00			1.00						1.00
SVB04	1.00				1.00					
SVB05	1.00	1.00			0.50	1.00				1.00
SVB06	1.00		1.00		0.50	1.00				1.00
SVB07	1.00			1.00	0.50	1.00				1.00
SVB08	1.00	1.00					1.00	1.00		1.00
SVB09	1.00	1.00					-1.00	1.00		1.00
SVB10	1.00		1.00				1.00	1.00		1.00
SVB11	1.00		1.00				-1.00	1.00		1.00
SVB12	1.00			1.00			1.00	1.00		1.00
SVB13	1.00			1.00			-1.00	1.00		1.00
SVB14	1.00				1.00		1.00	1.00		
SVB15	1.00				1.00		-1.00	1.00		
SVB16	1.00	1.00			0.50	1.00	1.00	1.00		1.00
SVB17	1.00	1.00			0.50	1.00	-1.00	1.00		1.00
SVB18	1.00		1.00		0.50	1.00	1.00	1.00		1.00
SVB19	1.00		1.00		0.50	1.00	-1.00	1.00		1.00
SVB20	1.00			1.00	0.50	1.00	1.00	1.00		1.00
SVB21	1.00			1.00	0.50	1.00	-1.00	1.00		1.00
SVB22	1.00								1.00	

- D = 고정하중 또는 이에 따른 단면력
 L = 활하중 또는 이에 따른 단면력
 W = 풍하중 또는 이에 따른 단면력
 WL = 차량활하중에 작용하는 풍하중 또는 이에 따른 단면력
 E = 지진하중 또는 이에 따른 단면력
 CO = 충돌하중 또는 이에 따른 단면력
 G = 부등침하, 크리프, 건조수축, 제작 또는 시공시 치수착오, 습도변화
 또는 온도변화등으로 인한 팽창 또는 수축변형으로 유발된 변형력 또는 이에 따른 단면력
 Q = 부력 또는 양압력, 수압, 파압 등의 하중 또는 이에 따른 단면력
 CF = 원심하중 또는 이에 따른 단면력
 ※ 위 테이블에 표시된 SVB는 교축방향이며, 모델링상의 SV0 는 교직방향을 나타냅니다.
 SVB 와 SV0 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

5.8 하중조합 : 계수하중 검토시

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	CF
ULB01	1.30	2.15								1.30
ULB02	1.30		2.15							1.30
ULB03	1.30			2.15						1.30
ULB04	1.30				1.30					
ULB05	1.30	1.30			0.65	1.30				1.30
ULB06	1.30		1.30		0.65	1.30				1.30
ULB07	1.30			1.30	0.65	1.30				1.30
ULB08	1.30	1.30					1.30	1.30		1.30
ULB09	1.30	1.30					-1.30	1.30		1.30
ULB10	1.30		1.30				1.30	1.30		1.30
ULB11	1.30		1.30				-1.30	1.30		1.30
ULB12	1.30			1.30			1.30	1.30		1.30
ULB13	1.30			1.30			-1.30	1.30		1.30
ULB14	1.25				1.25		1.25	1.30		
ULB15	1.25				1.25		-1.25	1.30		
ULB16	1.25	1.25			0.63	1.25	1.25	1.30		1.25
ULB17	1.25	1.25			0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
ULB18	1.25		1.25		0.63	1.25	1.25	1.30		1.25
ULB19	1.25		1.25		0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
ULB20	1.25			1.25	0.63	1.25	1.25	1.30		1.25
ULB21	1.25			1.25	0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
ULB22	1.00								1.00	
ULB23	1.30	1.30								1.30
ULB24	1.30		1.30							1.30
ULB25	1.30			1.30						1.30
ULB26	1.20				1.20					

※이며, 모델링상의 UL0 는 교직방향을 나타냅니다.

ULB 와 UL0 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

5.9 하중조합 : 계수하중 검토시 (최대편심)

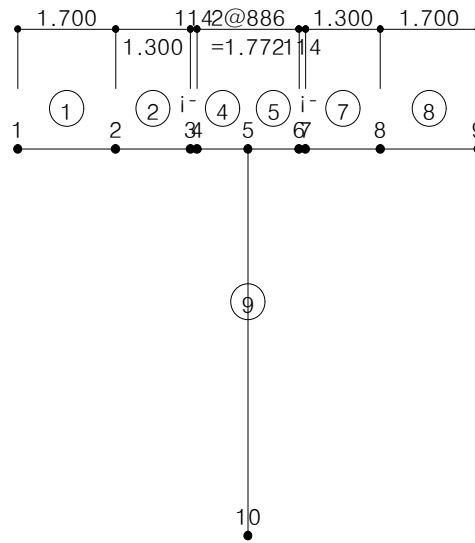
구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	CF
UEB01	1.00	2.15								1.30
UEB02	1.00		2.15							1.30
UEB03	1.00			2.15						1.30
UEB04	1.00				1.30					
UEB05	1.00	1.30			0.65	1.30				1.30
UEB06	1.00		1.30		0.65	1.30				1.30
UEB07	1.00			1.30	0.65	1.30				1.30
UEB08	1.00	1.30					1.30	1.30		1.30
UEB09	1.00	1.30					-1.30	1.30		1.30
UEB10	1.00		1.30				1.30	1.30		1.30
UEB11	1.00		1.30				-1.30	1.30		1.30
UEB12	1.00			1.30			1.30	1.30		1.30
UEB13	1.00			1.30			-1.30	1.30		1.30
UEB14	0.95				1.25		1.25	1.30		
UEB15	0.95				1.25		-1.25	1.30		
UEB16	0.95	1.25			0.63	1.25	1.25	1.30		1.25
UEB17	0.95	1.25			0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
UEB18	0.95		1.25		0.63	1.25	1.25	1.30		1.25
UEB19	0.95		1.25		0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
UEB20	0.95			1.25	0.63	1.25	1.25	1.30		1.25
UEB21	0.95			1.25	0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
UEB22	1.00								1.00	
UEB23	1.00	1.30								1.30
UEB24	1.00		1.30							1.30
UEB25	1.00			1.30						1.30
UEB26	0.90				1.20					

※이며, 모델링상의 UE0 는 교직방향을 나타냅니다.

UEB 와 UE0 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

6. 구조 해석

6.1 해석 모델링



6.2 절점 좌표

절점	X	Z	절점	X	Z
1	0.000	6.459	6	4.886	6.459
2	1.700	6.459	7	5.000	6.459
3	3.000	6.459	8	6.300	6.459
4	3.114	6.459	9	8.000	6.459
5	4.000	6.459	10	4.000	0.000

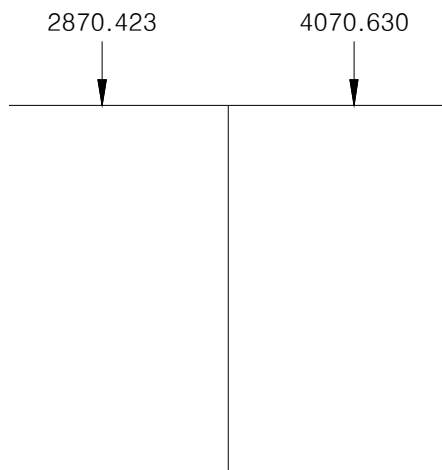
6.3 단면 제원

구분	B(m)	H(m)	A(m ²)	I ₂₂ (m ⁴)	I ₃₃ (m ⁴)	적용절점
①	2.400	1.250	3.000	1.440000	0.390625	9
②	2.400	1.618	3.883	1.863936	0.847160	1
③	2.400	1.958	4.699	2.255616	1.501302	8
④	2.400	2.326	5.582	2.679552	2.516860	2
⑤	2.400	2.500	6.000	2.880000	3.125000	5~7
⑥	2.400	2.868	6.883	3.303936	4.718103	3, 4
⑦	2.000	0.000	3.142	0.785398	0.785398	기둥상단
⑧	2.000	0.000	3.142	0.785398	0.785398	기둥하단

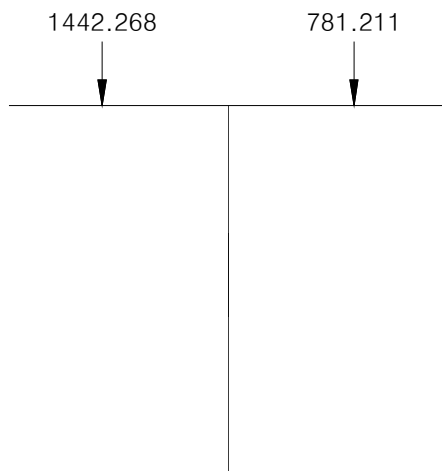
6.4 하중재하도

1) 연직하중

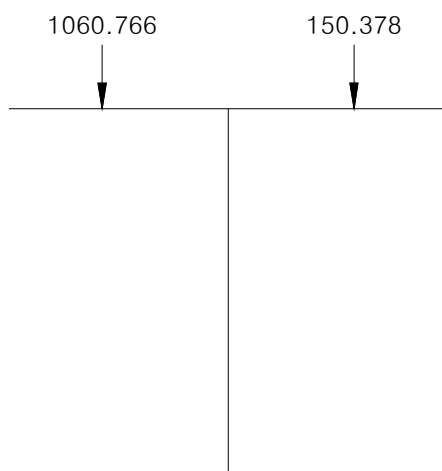
① 고정하중 (D)



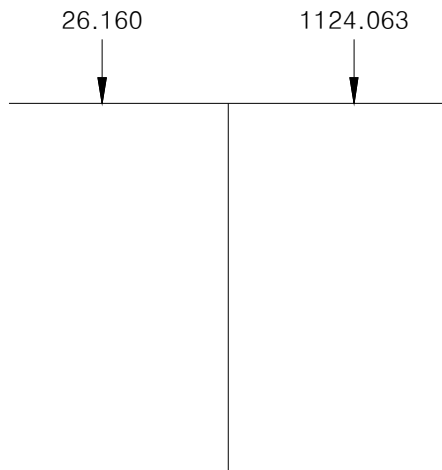
② 활하중 : 만재하시 (L1)



③ 활하중 : 좌측 편재하시 (L2)



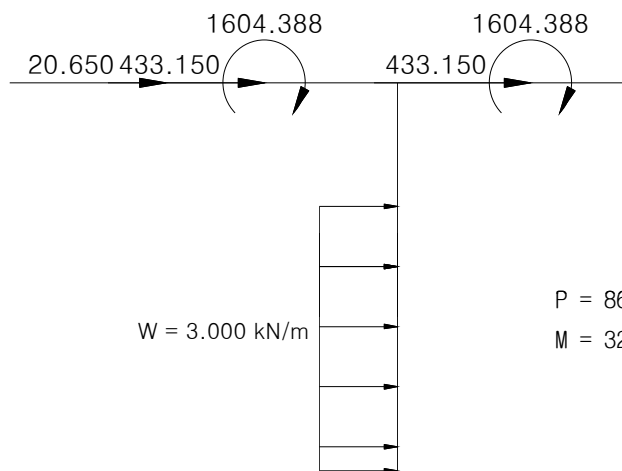
④ 활하중 : 우측 편재하시 (L3)



2) 수평하중

① 교축직각 방향

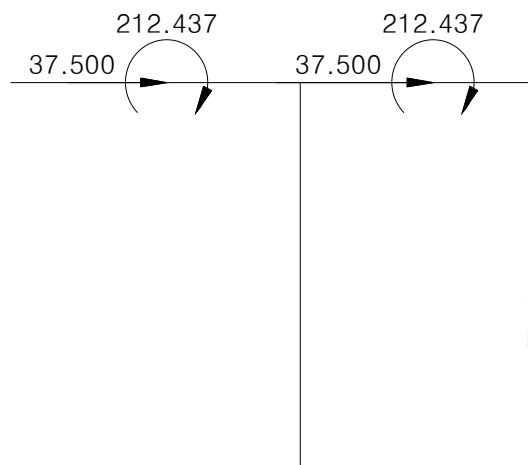
㉠ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-TR)



$$P = 866.300/2EA = 433.150 \text{ kN}$$

$$M = 3208.775/2EA = 1604.388 \text{ kN}$$

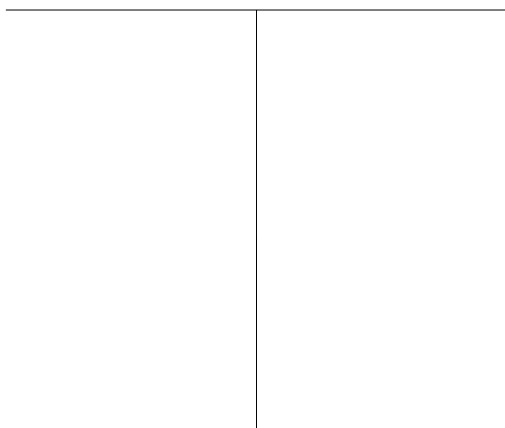
㉞ 풍하중 : 활하중에 재하되는 풍하중 (WL)



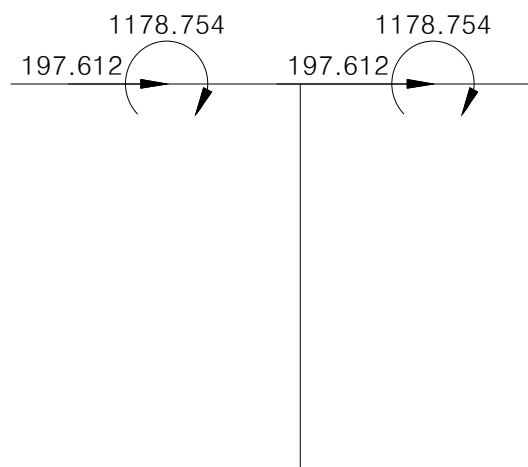
$$P = 75.000/2EA = 37.500 \text{ kN}$$

$$M = 424.875/2EA = 212.437 \text{ kN}$$

㉞ 온도하중 (G-TR) : 온도변화범위 $\Delta T_x = 10^\circ\text{C}$

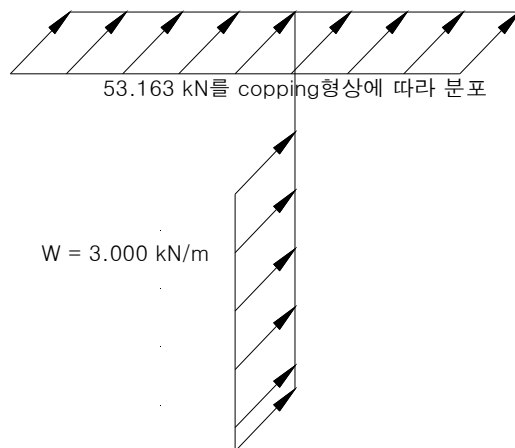


㉞ 원심하중 (CF) : 둘 중에 큰 값을 적용한다.

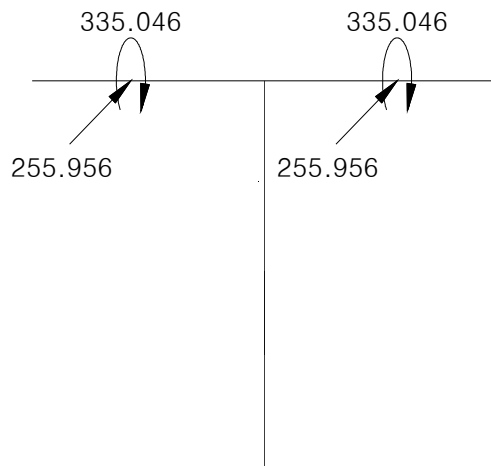


② 교축 방향

㉠ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-L0)



㉡ 온도하중 (G-L01) : $P = 511.912 / 2EA = 255.956 \text{ kN}$ $M = 670.092 / 2EA = 335.046 \text{ kN.m}$



7. 해석결과 집계

7.1 하중별 부재력 집계

① 기둥 : 부재번호 9

(교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-8166.023	2583.843	0.000	-8511.598	2583.843	0.000	
L1	-2223.481	-1520.436	0.000	-2223.481	-1520.436	0.000	
L2	-1211.148	-2093.902	0.000	-1211.148	-2093.902	0.000	
L3	-1150.220	2525.170	0.000	-1150.220	2525.170	0.000	
W-TR	0.000	5035.009	-886.950	0.000	8966.626	-900.149	
WL	0.000	579.299	-75.000	0.000	909.299	-75.000	
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-TR	0.000	3571.260	939.680	0.000	7232.030	1055.300	
CF	0.000	3171.266	-395.224	0.000	4910.252	-395.224	

(교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-8166.023	0.000	0.000	-8511.598	0.000	0.000	
L1	-2223.481	0.000	0.000	-2223.481	0.000	0.000	
L2	-1211.148	0.000	0.000	-1211.148	0.000	0.000	
L3	-1150.220	0.000	0.000	-1150.220	0.000	0.000	
W-L0	0.000	-109.463	53.163	0.000	-372.418	66.363	
WL	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
G-L01	0.000	-1724.119	511.912	0.000	-3976.532	511.912	
E-L0	0.000	2367.970	1099.710	0.000	7210.310	1137.140	
CF	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	

② 두부분 : 내민보

하중	좌측 (부재4, 절점4)		우측 (부재5, 절점6)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-4655.232	3293.747	-6245.274	-4425.200	
L1	-2039.370	1442.270	-1104.632	-781.211	
L2	-1499.929	1060.770	-212.634	-150.378	
L3	-36.990	26.160	-1589.421	-1124.060	
W-L0	0.000	0.000	0.000	0.000	
W-TR	1604.390	0.000	-1604.390	0.000	
WL	212.437	0.000	-212.437	0.000	
G-L01	0.000	0.000	0.000	0.000	
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-L0	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	
CF	1178.750	0.000	-1178.750	0.000	

③ 두부분 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점8)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	-160.742	3071.564	-128.836	-4234.238
L1	0.000	1442.270	0.000	-781.211
L2	0.000	1060.770	0.000	-150.378
L3	0.000	26.160	0.000	-1124.060
W-L0	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	1604.390	0.000	-1604.390	0.000
WL	212.437	0.000	-212.437	0.000
G-L01	0.000	0.000	0.000	0.000
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000
E-L0	0.000	0.000	0.000	0.000
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000
CF	1178.750	0.000	-1178.750	0.000

7.2 사용하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 9

(교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-10389.504	4234.674	-395.224	-10735.079	5973.659	-395.224	
SV002	-9377.171	3661.208	-395.224	-9722.746	5400.193	-395.224	
SV003	-9316.243	8280.279	-395.224	-9661.818	10019.265	-395.224	
SV004	-8166.023	7618.852	-886.950	-8511.598	11550.469	-900.149	
SV005	-10389.504	7331.477	-913.699	-10735.079	11366.271	-920.299	
SV006	-9377.171	6758.011	-913.699	-9722.746	10792.805	-920.299	
SV007	-9316.243	11377.083	-913.699	-9661.818	15411.877	-920.299	
SV008	-10389.504	4234.674	-395.224	-10735.079	5973.659	-395.224	
SV009	-10389.504	4234.674	-395.224	-10735.079	5973.659	-395.224	
SV010	-9377.171	3661.208	-395.224	-9722.746	5400.193	-395.224	
SV011	-9377.171	3661.208	-395.224	-9722.746	5400.193	-395.224	
SV012	-9316.243	8280.279	-395.224	-9661.818	10019.265	-395.224	
SV013	-9316.243	8280.279	-395.224	-9661.818	10019.265	-395.224	
SV014	-8166.023	7618.852	-886.950	-8511.598	11550.469	-900.149	
SV015	-8166.023	7618.852	-886.950	-8511.598	11550.469	-900.149	
SV016	-10389.504	7331.477	-913.699	-10735.079	11366.271	-920.299	
SV017	-10389.504	7331.477	-913.699	-10735.079	11366.271	-920.299	
SV018	-9377.171	6758.011	-913.699	-9722.746	10792.805	-920.299	
SV019	-9377.171	6758.011	-913.699	-9722.746	10792.805	-920.299	
SV020	-9316.243	11377.083	-913.699	-9661.818	15411.877	-920.299	
SV021	-9316.243	11377.083	-913.699	-9661.818	15411.877	-920.299	
SV022	-8166.023	6155.103	939.680	-8511.598	9815.873	1055.300	

2) 교축방향

(교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SVB01	-10389.504	0.000	0.000	-10735.079	0.000	0.000	
SVB02	-9377.171	0.000	0.000	-9722.746	0.000	0.000	
SVB03	-9316.243	0.000	0.000	-9661.818	0.000	0.000	
SVB04	-8166.023	-109.463	53.163	-8511.598	-372.418	66.363	
SVB05	-10389.504	-54.731	26.581	-10735.079	-186.209	33.181	
SVB06	-9377.171	-54.731	26.581	-9722.746	-186.209	33.181	
SVB07	-9316.243	-54.731	26.581	-9661.818	-186.209	33.181	
SVB08	-10389.504	-1724.119	511.912	-10735.079	-3976.532	511.912	
SVB09	-10389.504	1724.119	-511.912	-10735.079	3976.532	-511.912	
SVB10	-9377.171	-1724.119	511.912	-9722.746	-3976.532	511.912	
SVB11	-9377.171	1724.119	-511.912	-9722.746	3976.532	-511.912	
SVB12	-9316.243	-1724.119	511.912	-9661.818	-3976.532	511.912	
SVB13	-9316.243	1724.119	-511.912	-9661.818	3976.532	-511.912	
SVB14	-8166.023	-1833.581	565.075	-8511.598	-4348.950	578.275	
SVB15	-8166.023	1614.656	-458.749	-8511.598	3604.113	-445.549	
SVB16	-10389.504	-1778.850	538.494	-10735.079	-4162.741	545.093	
SVB17	-10389.504	1669.387	-485.330	-10735.079	3790.323	-478.731	
SVB18	-9377.171	-1778.850	538.494	-9722.746	-4162.741	545.093	
SVB19	-9377.171	1669.387	-485.330	-9722.746	3790.323	-478.731	
SVB20	-9316.243	-1778.850	538.494	-9661.818	-4162.741	545.093	
SVB21	-9316.243	1669.387	-485.330	-9661.818	3790.323	-478.731	
SVB22	-8166.023	2367.970	1099.710	-8511.598	7210.310	1137.140	

3) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재4, 절점4)		우측 (부재5, 절점6)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-5515.852	4736.017	-8528.656	-5206.411	
SV002	-4976.411	4354.517	-7636.659	-4575.578	
SV003	-3513.472	3319.907	-9013.445	-5549.260	
SV004	-3050.842	3293.747	-7849.664	-4425.200	
SV005	-4501.220	4736.017	-9543.288	-5206.411	
SV006	-3961.779	4354.517	-8651.291	-4575.578	
SV007	-2498.840	3319.907	-10028.077	-5549.260	
SV008	-5515.852	4736.017	-8528.656	-5206.411	
SV009	-5515.852	4736.017	-8528.656	-5206.411	
SV010	-4976.411	4354.517	-7636.659	-4575.578	
SV011	-4976.411	4354.517	-7636.659	-4575.578	
SV012	-3513.472	3319.907	-9013.445	-5549.260	
SV013	-3513.472	3319.907	-9013.445	-5549.260	
SV014	-3050.842	3293.747	-7849.664	-4425.200	
SV015	-3050.842	3293.747	-7849.664	-4425.200	
SV016	-4501.220	4736.017	-9543.288	-5206.411	
SV017	-4501.220	4736.017	-9543.288	-5206.411	
SV018	-3961.779	4354.517	-8651.291	-4575.578	
SV019	-3961.779	4354.517	-8651.291	-4575.578	
SV020	-2498.840	3319.907	-10028.077	-5549.260	
SV021	-2498.840	3319.907	-10028.077	-5549.260	
SV022	-4655.232	3293.747	-6245.274	-4425.200	

② 두부보 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점8)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	1018.008	4513.834	-1307.586	-5015.449
SV002	1018.008	4132.334	-1307.586	-4384.616
SV003	1018.008	3097.724	-1307.586	-5358.298
SV004	1443.648	3071.564	-1733.226	-4234.238
SV005	2032.640	4513.834	-2322.218	-5015.449
SV006	2032.640	4132.334	-2322.218	-4384.616
SV007	2032.640	3097.724	-2322.218	-5358.298
SV008	1018.008	4513.834	-1307.586	-5015.449
SV009	1018.008	4513.834	-1307.586	-5015.449
SV010	1018.008	4132.334	-1307.586	-4384.616
SV011	1018.008	4132.334	-1307.586	-4384.616
SV012	1018.008	3097.724	-1307.586	-5358.298
SV013	1018.008	3097.724	-1307.586	-5358.298
SV014	1443.648	3071.564	-1733.226	-4234.238
SV015	1443.648	3071.564	-1733.226	-4234.238
SV016	2032.640	4513.834	-2322.218	-5015.449
SV017	2032.640	4513.834	-2322.218	-5015.449
SV018	2032.640	4132.334	-2322.218	-4384.616
SV019	2032.640	4132.334	-2322.218	-4384.616
SV020	2032.640	3097.724	-2322.218	-5358.298
SV021	2032.640	3097.724	-2322.218	-5358.298
SV022	-160.742	3071.564	-128.836	-4234.238

7.3 계수하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 9

(교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-15396.314	4212.705	-513.791	-15845.562	6473.387	-513.791	
UL002	-13219.799	2979.754	-513.791	-13669.046	5240.435	-513.791	
UL003	-13088.803	12910.758	-513.791	-13538.051	15171.439	-513.791	
UL004	-10615.830	9904.508	-1153.034	-11065.078	15015.609	-1170.194	
UL005	-13506.356	9530.920	-1187.808	-13955.603	14776.152	-1196.388	
UL006	-12190.323	8785.415	-1187.808	-12639.570	14030.647	-1196.388	
UL007	-12111.116	14790.208	-1187.808	-12560.364	20035.440	-1196.388	
UL008	-13506.356	5505.076	-513.791	-13955.603	7765.757	-513.791	
UL009	-13506.356	5505.076	-513.791	-13955.603	7765.757	-513.791	
UL010	-12190.323	4759.570	-513.791	-12639.570	7020.251	-513.791	
UL011	-12190.323	4759.570	-513.791	-12639.570	7020.251	-513.791	
UL012	-12111.116	10764.363	-513.791	-12560.364	13025.045	-513.791	
UL013	-12111.116	10764.363	-513.791	-12560.364	13025.045	-513.791	
UL014	-10207.529	9523.565	-1108.687	-10639.498	14438.086	-1125.187	
UL015	-10207.529	9523.565	-1108.687	-10639.498	14438.086	-1125.187	
UL016	-12986.880	9164.346	-1142.124	-13418.849	14207.839	-1150.373	
UL017	-12986.880	9164.346	-1142.124	-13418.849	14207.839	-1150.373	
UL018	-11721.464	8447.514	-1142.124	-12153.433	13491.006	-1150.373	
UL019	-11721.464	8447.514	-1142.124	-12153.433	13491.006	-1150.373	
UL020	-11645.304	14221.354	-1142.124	-12077.273	19264.846	-1150.373	
UL021	-11645.304	14221.354	-1142.124	-12077.273	19264.846	-1150.373	
UL022	-8166.023	6155.103	939.680	-8511.598	9815.873	1055.300	
UL023	-13506.356	5505.076	-513.791	-13955.603	7765.757	-513.791	
UL024	-12190.323	4759.570	-513.791	-12639.570	7020.251	-513.791	
UL025	-12111.116	10764.363	-513.791	-12560.364	13025.045	-513.791	
UL026	-9799.228	9142.623	-1064.340	-10213.918	13860.563	-1080.179	

2) 교축직각방향(편심최대)

① 기둥 : 부재번호 9

(교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UE001	-12946.507	3437.552	-513.791	-13292.082	5698.234	-513.791	
UE002	-10769.992	2204.601	-513.791	-11115.566	4465.282	-513.791	
UE003	-10638.996	12135.605	-513.791	-10984.571	14396.286	-513.791	
UE004	-8166.023	9129.355	-1153.034	-8511.598	14240.456	-1170.194	
UE005	-11056.549	8755.767	-1187.808	-11402.124	14000.999	-1196.388	
UE006	-9740.516	8010.262	-1187.808	-10086.091	13255.494	-1196.388	
UE007	-9661.309	14015.055	-1187.808	-10006.884	19260.287	-1196.388	
UE008	-11056.549	4729.923	-513.791	-11402.124	6990.604	-513.791	
UE009	-11056.549	4729.923	-513.791	-11402.124	6990.604	-513.791	
UE010	-9740.516	3984.417	-513.791	-10086.091	6245.098	-513.791	
UE011	-9740.516	3984.417	-513.791	-10086.091	6245.098	-513.791	
UE012	-9661.309	9989.210	-513.791	-10006.884	12249.892	-513.791	
UE013	-9661.309	9989.210	-513.791	-10006.884	12249.892	-513.791	
UE014	-7757.722	8748.412	-1108.687	-8086.018	13662.933	-1125.187	
UE015	-7757.722	8748.412	-1108.687	-8086.018	13662.933	-1125.187	
UE016	-10537.073	8389.194	-1142.124	-10865.370	13432.686	-1150.373	
UE017	-10537.073	8389.194	-1142.124	-10865.370	13432.686	-1150.373	
UE018	-9271.657	7672.361	-1142.124	-9599.953	12715.853	-1150.373	
UE019	-9271.657	7672.361	-1142.124	-9599.953	12715.853	-1150.373	
UE020	-9195.497	13446.201	-1142.124	-9523.793	18489.693	-1150.373	
UE021	-9195.497	13446.201	-1142.124	-9523.793	18489.693	-1150.373	
UE022	-8166.023	3774.263	939.680	-8511.598	4994.520	1055.300	
UE023	-11056.549	4729.923	-513.791	-11402.124	6990.604	-513.791	
UE024	-9740.516	3984.417	-513.791	-10086.091	6245.098	-513.791	
UE025	-9661.309	9989.210	-513.791	-10006.884	12249.892	-513.791	
UE026	-7349.421	8367.470	-1064.340	-7660.438	13085.410	-1080.179	

3) 교축방향

(교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-15396.314	0.000	0.000	-15845.562	0.000	0.000	
ULB02	-13219.799	0.000	0.000	-13669.046	0.000	0.000	
ULB03	-13088.803	0.000	0.000	-13538.051	0.000	0.000	
ULB04	-10615.830	-142.301	69.112	-11065.078	-484.144	86.271	
ULB05	-13506.356	-71.151	34.556	-13955.603	-242.072	43.136	
ULB06	-12190.323	-71.151	34.556	-12639.570	-242.072	43.136	
ULB07	-12111.116	-71.151	34.556	-12560.364	-242.072	43.136	
ULB08	-13506.356	-2241.354	665.486	-13955.603	-5169.491	665.486	
ULB09	-13506.356	2241.354	-665.486	-13955.603	5169.491	-665.486	
ULB10	-12190.323	-2241.354	665.486	-12639.570	-5169.491	665.486	
ULB11	-12190.323	2241.354	-665.486	-12639.570	5169.491	-665.486	
ULB12	-12111.116	-2241.354	665.486	-12560.364	-5169.491	665.486	
ULB13	-12111.116	2241.354	-665.486	-12560.364	5169.491	-665.486	
ULB14	-10207.529	-2291.977	706.344	-10639.498	-5436.187	722.843	
ULB15	-10207.529	2018.320	-573.436	-10639.498	4505.142	-556.937	
ULB16	-12986.880	-2223.563	673.117	-13418.849	-5203.426	681.367	
ULB17	-12986.880	2086.734	-606.663	-13418.849	4737.903	-598.413	
ULB18	-11721.464	-2223.563	673.117	-12153.433	-5203.426	681.367	
ULB19	-11721.464	2086.734	-606.663	-12153.433	4737.903	-598.413	
ULB20	-11645.304	-2223.563	673.117	-12077.273	-5203.426	681.367	
ULB21	-11645.304	2086.734	-606.663	-12077.273	4737.903	-598.413	
ULB22	-8166.023	2367.970	1099.710	-8511.598	7210.310	1137.140	
ULB23	-13506.356	0.000	0.000	-13955.603	0.000	0.000	
ULB24	-12190.323	0.000	0.000	-12639.570	0.000	0.000	
ULB25	-12111.116	0.000	0.000	-12560.364	0.000	0.000	
ULB26	-9799.228	-131.355	63.796	-10213.918	-446.902	79.635	

4) 교축방향(편심최대)

(교축방향)

하중	기동상단			기동하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UEB01	-12946.507	0.000	0.000	-13292.082	0.000	0.000	
UEB02	-10769.992	0.000	0.000	-11115.566	0.000	0.000	
UEB03	-10638.996	0.000	0.000	-10984.571	0.000	0.000	
UEB04	-8166.023	-142.301	69.112	-8511.598	-484.144	86.271	
UEB05	-11056.549	-71.151	34.556	-11402.124	-242.072	43.136	
UEB06	-9740.516	-71.151	34.556	-10086.091	-242.072	43.136	
UEB07	-9661.309	-71.151	34.556	-10006.884	-242.072	43.136	
UEB08	-11056.549	-2241.354	665.486	-11402.124	-5169.491	665.486	
UEB09	-11056.549	2241.354	-665.486	-11402.124	5169.491	-665.486	
UEB10	-9740.516	-2241.354	665.486	-10086.091	-5169.491	665.486	
UEB11	-9740.516	2241.354	-665.486	-10086.091	5169.491	-665.486	
UEB12	-9661.309	-2241.354	665.486	-10006.884	-5169.491	665.486	
UEB13	-9661.309	2241.354	-665.486	-10006.884	5169.491	-665.486	
UEB14	-7757.722	-2291.977	706.344	-8086.018	-5436.187	722.843	
UEB15	-7757.722	2018.320	-573.436	-8086.018	4505.142	-556.937	
UEB16	-10537.073	-2223.563	673.117	-10865.370	-5203.426	681.367	
UEB17	-10537.073	2086.734	-606.663	-10865.370	4737.903	-598.413	
UEB18	-9271.657	-2223.563	673.117	-9599.953	-5203.426	681.367	
UEB19	-9271.657	2086.734	-606.663	-9599.953	4737.903	-598.413	
UEB20	-9195.497	-2223.563	673.117	-9523.793	-5203.426	681.367	
UEB21	-9195.497	2086.734	-606.663	-9523.793	4737.903	-598.413	
UEB22	-8166.023	789.323	1099.710	-8511.598	2403.437	1137.140	
UEB23	-11056.549	0.000	0.000	-11402.124	0.000	0.000	
UEB24	-9740.516	0.000	0.000	-10086.091	0.000	0.000	
UEB25	-9661.309	0.000	0.000	-10006.884	0.000	0.000	
UEB26	-7349.421	-131.355	63.796	-7660.438	-446.902	79.635	

5) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재4, 절점4)		우측 (부재5, 절점6)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-8904.072	7382.752	-12026.191	-7432.364	
UL002	-7744.273	6562.527	-10108.395	-6076.073	
UL003	-4598.955	4338.115	-13068.486	-8169.489	
UL004	-3966.095	4281.871	-10204.563	-5752.760	
UL005	-5851.586	6156.822	-12406.275	-6768.334	
UL006	-5150.312	5660.872	-11246.678	-5948.251	
UL007	-3248.492	4315.879	-13036.500	-7214.038	
UL008	-7170.607	6156.822	-11087.253	-6768.334	
UL009	-7170.607	6156.822	-11087.253	-6768.334	
UL010	-6469.334	5660.872	-9927.656	-5948.251	
UL011	-6469.334	5660.872	-9927.656	-5948.251	
UL012	-4567.514	4315.879	-11717.478	-7214.038	
UL013	-4567.514	4315.879	-11717.478	-7214.038	
UL014	-3813.552	4117.184	-9812.080	-5531.500	
UL015	-3813.552	4117.184	-9812.080	-5531.500	
UL016	-5626.525	5920.021	-11929.111	-6508.014	
UL017	-5626.525	5920.021	-11929.111	-6508.014	
UL018	-4952.223	5443.146	-10814.113	-5719.472	
UL019	-4952.223	5443.146	-10814.113	-5719.472	
UL020	-3123.550	4149.884	-12535.096	-6936.575	
UL021	-3123.550	4149.884	-12535.096	-6936.575	
UL022	-4655.232	3293.747	-6245.274	-4425.200	
UL023	-7170.607	6156.822	-11087.253	-6768.334	
UL024	-6469.334	5660.872	-9927.656	-5948.251	
UL025	-4567.514	4315.879	-11717.478	-7214.038	
UL026	-3661.010	3952.497	-9419.597	-5310.240	

② 두부보 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점8)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	1323.411	7093.914	-1699.862	-7184.113
UL002	1323.411	6273.689	-1699.862	-5827.822
UL003	1323.411	4049.277	-1699.862	-7921.238
UL004	1876.743	3993.033	-2253.194	-5504.509
UL005	2642.432	5867.984	-3018.884	-6520.084
UL006	2642.432	5372.034	-3018.884	-5700.001
UL007	2642.432	4027.041	-3018.884	-6965.787
UL008	1323.411	5867.984	-1699.862	-6520.084
UL009	1323.411	5867.984	-1699.862	-6520.084
UL010	1323.411	5372.034	-1699.862	-5700.001
UL011	1323.411	5372.034	-1699.862	-5700.001
UL012	1323.411	4027.041	-1699.862	-6965.787
UL013	1323.411	4027.041	-1699.862	-6965.787
UL014	1804.560	3839.455	-2166.533	-5292.798
UL015	1804.560	3839.455	-2166.533	-5292.798
UL016	2540.800	5642.292	-2902.773	-6269.311
UL017	2540.800	5642.292	-2902.773	-6269.311
UL018	2540.800	5165.417	-2902.773	-5480.770
UL019	2540.800	5165.417	-2902.773	-5480.770
UL020	2540.800	3872.155	-2902.773	-6697.873
UL021	2540.800	3872.155	-2902.773	-6697.873
UL022	-160.742	3071.564	-128.836	-4234.238
UL023	1323.411	5867.984	-1699.862	-6520.084
UL024	1323.411	5372.034	-1699.862	-5700.001
UL025	1323.411	4027.041	-1699.862	-6965.787
UL026	1732.378	3685.877	-2079.871	-5081.086

8. 두부보 설계

8.1 내민보의 설계 : 좌측 (절점 4)

1) 내민길이의 산정

: 원형이나 정다각형 기둥인 경우 내민 길이는 정사각형 기둥단면으로 치환하여 구한다.

[도로교 설계기준 5.4.4.1]

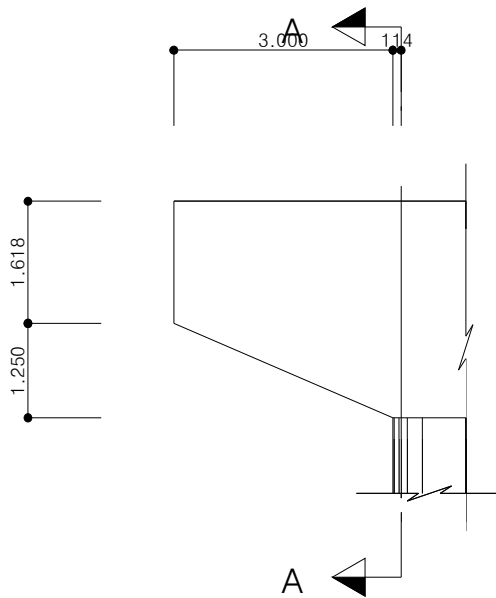
① 기둥의 단면적

$$A = \pi \times 2.000^2 / 4 = 3.142 \text{ m}^2$$

② 치환단면의 한변길이

$$L = \sqrt{3.142} = 1.772 \text{ m}$$

☞ 위험단면은 기둥끝단으로부터 $0.114\text{m}(= 1.000 - 1.772/2)$ 에 위치한다.



2) 브래킷 판정

① 위험단면에서의 작용력 : 『단면력 집계』 참조

$$V_u = 7382.752 \text{ kN} - \text{"UL0-01"}$$

$$M_u = 8904.072 \text{ kN.m}$$

$$N_u = 0.000 \text{ kN}$$

② 브래킷 판정

$$a = 8904.072 / 7382.752 = 1.206 \text{ m}$$

$$d = 2.500 - 0.145 = 2.355 \text{ m}$$

$$a/d = 1.206 / 2.355 = 0.512 \leq 1.0 \quad \therefore \text{브래킷으로 검토}$$

3) 브래킷 검토

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $\Phi=0.80$, $\Phi_f=0.80$, $\Phi_v=0.80$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	외단깊이(mm)	$V_u(\text{kN})$
2400.0	2500.0	2355.3	100.0	2413.0	7382.8

$a = 1206.064 \text{ mm}$, $d = 2355.283 \text{ mm}$

$a / d (= 0.512) \leq 1 \rightarrow$ Bracket으로 설계. [콘크리트 구조설계기준] 7.9.2

지압면의 외단깊이 $\geq 0.5d$, $2412.973 \text{ mm} \geq 0.5 \times 2355.283 \text{ mm} \therefore \text{O.K}$

① 설계 단면력 산정

$$V_u = 7382.752 \text{ kN}$$

$$N_{uc} = 0.20 \times 7382.752 = 1476.550 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} M_u &= M_u' + N_{uc} \times (h - d) \\ &= 8904.072 + 1476.550 \times (2.500 - 2.355) \\ &= 9117.753 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

② 전단마찰철근(A_{vf})의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우, [도로교 설계기준] 4.4.6.4

$$\begin{aligned} V_{n\_max} &\leq 0.2 \times f_{ck} \times b_o \times d, 5.6 \times b_o \times d \\ &\leq 0.2 \times 27 \times 2400.000 \times 2355.283 = 30524.472 \text{ kN} \\ &\leq 5.6 \times 2400.000 \times 2355.283 = 31655.008 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\Phi V_{n\_max} = 0.80 \times 30524.472 = 24419.577 \text{ kN} \geq V_u (=7382.752 \text{ kN}) \therefore \text{O.K}$$

$$\begin{aligned} A_{vf} &= \frac{V_u}{\Phi_v \times f_y \times \mu} \quad (\Phi_v=0.80, \mu=1.4\lambda, \lambda=1.0; \text{일체로 친 보통 콘크리트}) \\ &= 7382752.000 / (0.80 \times 400 \times 1.4) \\ &= 16479.357 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

③ 휨모멘트 철근(A_f)의 설계

$$M_u = 8904.072 + 1476.550 \times (2.500 - 2.355) = 9117.753 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned} a &= \frac{M_u}{\Phi \times A_f \times f_y} \\ &= \frac{9117.753}{0.85 \times f_{ck} \times B} \\ M_n &= M_u / \Phi = A_f \times f_y \times (d - a/2) \rightarrow \text{위의 } a \text{를 대입하여 } A_f \text{를 이차방정식으로 푼다.} \\ d - \sqrt{[d^2 - 4 \times M_n / (1.7 \times f_{ck} \times B \times \Phi)]} \\ A_f &= \frac{2 \times f_y}{1.7 \times f_{ck} \times B} \\ &= 12347.198 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

④ 수평인장 철근(A_n)의 설계

$$N_{uc} = 0.20 \times 7382.752 = 1476.550 \text{ kN}$$

$$A_n = N_{uc} / (\Phi \times f_y) = 4614.220 \text{ mm}^2$$

⑤ 주인장철근(As)의 산정

주인장철근의 단면적은 $(A_f + A_n)$ 과 $(2/3 A_{vf} + A_n)$ 중 큰값을 취한다.

$$\rightarrow A_s = 16961.418 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} A_{s(\min)} &= 0.04 \times (f_{ck} / f_y) \times B \times d \\ &= 0.04 \times (27 / 400) \times 2400.000 \times 2355.283 \\ &= 15262.236 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Use } A_s = 27295.400 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 } 144.72 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : H32-10.0EA + H32-9.0EA, d_1 = 100.00 \text{ mm}$$

$$2\text{단} : H29-10.0EA + H29-9.0EA, d_2 = 200.00 \text{ mm}$$

$$\text{Use } A_s \geq 16961.418 \text{ mm}^2, 15262.236 \text{ mm}^2 \therefore 0.K$$

⑥ 폐쇄 스테럽, 띠철근(Ah)의 산정

$$\begin{aligned} A_h &= 0.5 \times (A_s - A_n) = 0.5 \times (16961.418 - 4614.220) \\ &= 6173.599 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{사용철근량 (1단)} : H22 - 6.0 EA = 2322.600 \text{ mm}^2$$

$$\text{철근의 배치 범위} : 2/3 d = 2/3 \times 2355.28 = 1570.19 \text{ mm} \text{ 구간에 } 7.0 \text{ 단 설치}$$

$$\blacktriangleright \text{사용철근량(7.0단)} : H22 - 42.00 EA = 16258.200 \text{ mm}^2 \geq 6173.599 \text{ mm}^2 \therefore 0.K$$

4) 외측빔 검토 : 깊은보로 검토

: L_n 이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

$$a = 1.2 < 2d(=4.800) \therefore \text{깊은 보로 전단설계}$$

$$- a/2 = 0.603 \text{ m} \quad (< d = 2.400 \text{ m}) \text{ L 위험단면 위치}$$

$$- V_u = 7258.188 \text{ kN} - "UL0-01"$$

$$\text{부재번호} : 2 \text{ (I단 : 절점2, J단 : 절점3)} \quad \text{부재길이(L)} : 1.300 \text{ m}$$

$$V_{ui} = 7093.914 \text{ kN (I단)}, V_{uj} = 7357.249 \text{ kN (J단)}$$

$$\text{검토위치}(L_c) = 2.511 \text{ m (두부분 좌측단에서의 거리)}$$

$$\begin{aligned} V_u &= V_{ui} + (V_{uj} - V_{ui})/L \times (L_c - \text{I단 좌표}) \\ &= 7093.914 + (7357.249 - 7093.914)/1.300 \times (2.511 - 1.700) \\ &= 7258.188 \text{ kN} \end{aligned}$$

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	L_n (mm)	d(mm)	V_u (kN)	f_{ck} (MPa)	f_y (MPa)
2400.0	2412.1	2355.3	7258.2	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

$$\begin{aligned} \Phi_{\text{Max}} V_n &= \Phi \times 5 \times \sqrt{f_{ck}} / 6 \times b \times d \\ &= 0.80 \times 5 \times \sqrt{27} / 6 \times 2400.00 \times 2355.28 \\ &= 19581.458 \text{ kN} \geq V_u(= 7258.188 \text{ kN}) \therefore 0.K \end{aligned}$$

* 콘크리트의 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_c &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 2400.00 \times 2355.28 = 3916.292 \text{ kN} \\ &< V_u (= 7258.188 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.} \end{aligned}$$

★ 전단철근의 전단강도

㉔ 수직 전단철근

$$s = 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$A_v = H19 - 6.0 \text{ EA } (=1719.000 \text{ mm}^2) \geq 0.0025 \times b \times s (=1500.000 \text{ mm}^2) \quad \therefore \text{O.K}$$

㉕ 수평 전단철근

$$s_h = 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$A_{vh} = H22 - 6.0 \text{ EA } (=2322.600 \text{ mm}^2) \geq 0.0015 \times b \times s_h (=900.000 \text{ mm}^2) \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\rightarrow V_s = [A_v/s \times (1+L_n/d)/12 + A_{vh}/s_h \times (1+L_n/d)/12] \times f_y \times d = 8368.928 \text{ kN}$$

★ 설계 전단강도

$$\Phi V_n = \Phi \times (S_s + S_c) = 0.80 \times (8368.928 + 4895.364)$$

$$= 10611.434 \text{ kN} \geq V_u (= 7258.188 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K}$$

5) 수평력에 의한 검토

－ 교축방향 지진시 수평력과 두부보관성력으로 교축방향 모멘트를 산정

→ 두부보자중에서의 관성력 산정 : 설계수평진도 ($K_h = 0.154 \times 1.200 = 0.185$)

$$w_1 = 1.618 \times 3.114 \times 2.400 \times 25.000 \times 0.185 = 55.927 \text{ kN}$$

$$w_2 = 1.250 \times (3.114 - 0.114) / 2 \times 2.400 \times 25.000 \times 0.185 = 20.813 \text{ kN}$$

$$w_3 = 1.250 \times (3.114 - 3.000) \times 2.400 \times 25.000 \times 0.185 = 1.582 \text{ kN}$$

$$V_c = 55.927 + 20.813 + 1.582 = 78.321 \text{ kN}$$

$$M_c = 55.927 \times 1.557 + 20.813 \times 1.114 + 1.582 \times 0.057 = 110.353 \text{ kN.m}$$

$$V_u = 420.747 + 78.321(V_c)$$

$$= 499.068 \text{ kN}$$

$$M_u = 420.747 \times 1.414 + 110.353(M_c)$$

$$= 705.290 \text{ kN.m}$$

★ 단면제원 및 설계가정

$$f_{ck} = 27 \text{ MPa}, f_y = 400 \text{ MPa}, k_1 = 0.85, \Phi_f = 0.85, \Phi_v = 0.80$$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2500.0	2400.0	2300.0	100.0	705.3	499.1

★ 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 5950.000 \times 400.00 = 2380000.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 2500.000 = 57375.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 41.481 \text{ mm, } c = 41.481 / \beta_1 = 41.481 / 0.85 = 48.802 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2300.00 - 48.802) / 48.802 = 0.13839$$

$$\epsilon_t \geq 0.00500 \text{ 이므로 인장지배단면이며, } \Phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.}$$

★ 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 903.141 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5950.0 mm^2 (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 6.588]

1단 : H22 - 10.0 EA , H32 - 1.0 EA (= 4665.2 mm^2)

2단 : H29 - 2.0 EA (= 1284.8 mm^2)

* 철근비 검토

$$\rho_{\min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325 , \quad \rho_{\min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{\max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \Phi_x (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{\text{use}} = A_s / b d = 0.00103$$

$$\rho_{\max} \geq \rho_{\text{use}}, A_s \geq A_s(\text{req}) \times 4/3 \rightarrow \text{철근비 만족}, \therefore \text{O.K (콘.설 6.3.2)}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 41.481 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 5950.000 \times 400 \times (2300.00 - a/2) = 4610.941 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 705.290 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K [안전률 6.538]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 2300.00 \text{ mm}$)

$$\Phi V_c = 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 2500.00 \times 2300.00 = 3983.717 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c/2 \geq V_u (= 499.068 \text{ kN}) , \text{ 전단보강 불필요.}$$

6) 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 5515.852 \times 1000000 / [27295.400 \times (2355.283 - 537.927/3)]$$

$$= 92.869 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)}$$

$$= -7 \times 27295.400/2400.0 + 7 \times 27295.400/2400.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 2400.0 \times 2355.3)/(7 \times 27295.400)]}$$

$$= 537.927 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 27295.4 \text{ mm}^2 \text{ (철근도심 : } 144.7 \text{ mm)}$$

$$1\text{단} : \text{H32} - 19.0 \text{ EA} (= 15089.8 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H29} - 19.0 \text{ EA} (= 12205.6 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 32/2 = 84.00 \text{ mm}$$

여기서 C_c : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{\min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 92.87) - 2.5 \times 84.00 = 637.97 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 92.87) = 678.38 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 637.97 mm 를 적용

$$S = 2400.00 / 19.0 \text{ EA} = 126.32 \leq S_a (= 637.97 \text{ mm}) \therefore \text{O.K}$$

7) 수평력 검토에 의한 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 705.290 \times 1000000 / [5950.000 \times (2300.000 - 260.673/3)] \\ = 53.561 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 5950.000/2500.0 + 7 \times 5950.000/2500.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 2500.0 \times 2300.0)/(7 \times 5950.000)]} \\ = 260.673 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 5950.0 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 : } 100.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H22} - 10.0 \text{ EA}, \text{H32} - 1.0 \text{ EA} \quad (= 4665.2 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H29} - 2.0 \text{ EA} \quad (= 1284.8 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 32/2 = 84.00 \text{ mm}$$

여기서 C_c : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 53.56) - 2.5 \times 84.00 = 1260.29 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 53.56) = 1176.23 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 1176.23 mm 를 적용

$$S = 2500.00 / 11.0 \text{ EA} = 227.27 \leq S_a (= 1176.23 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

8.2 내민보의 설계 : 우측 (절점 6)

1) 내민길이의 산정

: 원형이나 정다각형 기둥인 경우 내민 길이는 정사각형 기둥단면으로 치환하여 구한다.

[도로교 설계기준 5.4.4.1]

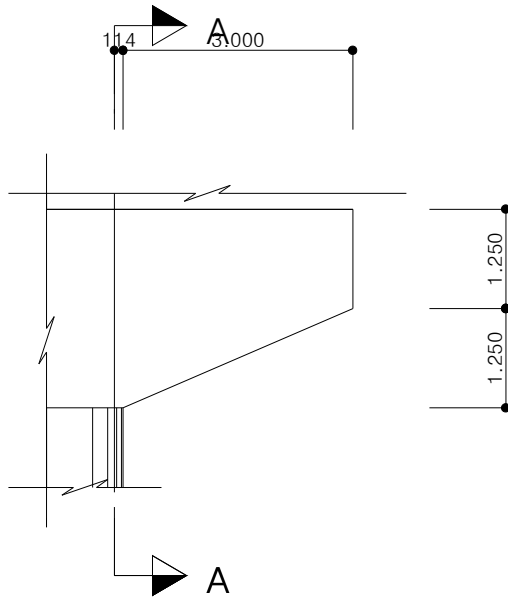
① 기둥의 단면적

$$A = \pi \times 2.000^2 / 4 = 3.142 \text{ m}^2$$

② 치환단면의 한변길이

$$L = \sqrt{3.142} = 1.772 \text{ m}$$

☞ 위험단면은 기둥끝단으로부터 $0.114\text{m}(= 1.000 - 1.772/2)$ 에 위치한다.



2) 브래킷 판정

① 위험단면에서의 작용력 : 『단면력 집계』 참조

$$V_u = 8169.489 \text{ kN} - \text{"UL0-03"}$$

$$M_u = 13068.486 \text{ kN.m}$$

$$N_u = 0.000 \text{ kN}$$

② 브래킷 판정

$$a = 13068.486 / 8169.489 = 1.600 \text{ m}$$

$$d = 2.500 - 0.145 = 2.355 \text{ m}$$

$$a/d = 1.600 / 2.355 = 0.679 \leq 1.0 \therefore \text{브래킷으로 검토}$$

3) 브래킷 검토

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $\Phi=0.80$, $\Phi_f=0.80$, $\Phi_v=0.80$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	외단깊이(mm)	$V_u(\text{kN})$
2400.0	2500.0	2355.3	100.0	1881.0	8169.5

$a = 1599.670 \text{ mm}$, $d = 2355.283 \text{ mm}$

$a / d (= 0.679) \leq 1 \rightarrow$ Bracket으로 설계. [콘크리트 구조설계기준] 7.9.2

지압면의 외단깊이 $\geq 0.5d$, $1880.971 \text{ mm} \geq 0.5 \times 2355.283 \text{ mm} \therefore \text{O.K}$

① 설계 단면력 산정

$V_u = 8169.489 \text{ kN}$

$N_{uc} = 0.20 \times 8169.489 = 1633.898 \text{ kN}$

$M_u = M_u' + N_{uc} \times (h - d)$
 $= 13068.486 + 1633.898 \times (2.500 - 2.355)$
 $= 13304.938 \text{ kN.m}$

② 전단마찰철근(A_{vf})의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우, [도로교 설계기준] 4.4.6.4

$V_{n\_max} \leq 0.2 \times f_{ck} \times b_o \times d$, $5.6 \times b_o \times d$
 $\leq 0.2 \times 27 \times 2400.000 \times 2355.283 = 30524.472 \text{ kN}$
 $\leq 5.6 \times 2400.000 \times 2355.283 = 31655.008 \text{ kN}$

$\Phi V_{n\_max} = 0.80 \times 30524.472 = 24419.577 \text{ kN} \geq V_u (=8169.489 \text{ kN}) \therefore \text{O.K}$

$A_{vf} = \frac{V_u}{\Phi_v \times f_y \times \mu}$ ($\Phi_v=0.80$, $\mu=1.4\lambda$, $\lambda=1.0$; 일체로 친 보통 콘크리트)
 $= 8169489.000 / (0.80 \times 400 \times 1.4)$
 $= 18235.467 \text{ mm}^2$

③ 휨모멘트 철근(A_f)의 설계

$M_u = 13068.486 + 1633.898 \times (2.500 - 2.355) = 13304.938 \text{ kN.m}$

$a = \frac{M_u}{\Phi \times A_f \times f_y}$
 $0.85 \times f_{ck} \times B$
 $M_n = M_u / \Phi = A_f \times f_y \times (d - a/2) \rightarrow$ 위의 a 를 대입하여 A_f 를 이차방정식으로 푼다.
 $d - \sqrt{[d^2 - 4 \times M_u / (1.7 \times f_{ck} \times B \times \Phi)]}$
 $A_f = \frac{2 \times f_y}{1.7 \times f_{ck} \times B}$
 $= 18195.353 \text{ mm}^2$

④ 수평인장 철근(A_n)의 설계

$N_{uc} = 0.20 \times 8169.489 = 1633.898 \text{ kN}$

$A_n = N_{uc} / (\Phi \times f_y) = 5105.931 \text{ mm}^2$

⑤ 주인장철근(As)의 산정

주인장철근의 단면적은 $(A_f + A_n)$ 과 $(2/3 A_{vf} + A_n)$ 중 큰값을 취한다.

$$\rightarrow A_s = 23301.284 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} A_{s(\min)} &= 0.04 \times (f_{ck} / f_y) \times B \times d \\ &= 0.04 \times (27 / 400) \times 2400.000 \times 2355.283 \\ &= 15262.236 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Use } A_s = 27295.400 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 } 144.72 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : H32-10.0EA + H32-9.0EA, d_1 = 100.00 \text{ mm}$$

$$2\text{단} : H29-10.0EA + H29-9.0EA, d_2 = 200.00 \text{ mm}$$

$$\text{Use } A_s \geq 23301.284 \text{ mm}^2, 15262.236 \text{ mm}^2 \therefore 0.K$$

⑥ 폐쇄 스톱, 띠철근(Ah)의 산정

$$\begin{aligned} A_h &= 0.5 \times (A_s - A_n) = 0.5 \times (23301.284 - 5105.931) \\ &= 9097.677 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{사용철근량 (1단)} : H22 - 6.0 EA = 2322.600 \text{ mm}^2$$

$$\text{철근의 배치 범위} : 2/3 d = 2/3 \times 2355.28 = 1570.19 \text{ mm} \text{ 구간에 } 7.0 \text{ 단 설치}$$

$$\blacktriangleright \text{사용철근량(7.0단)} : H22 - 42.00 EA = 16258.200 \text{ mm}^2 \geq 9097.677 \text{ mm}^2 \therefore 0.K$$

4) 외측빔 검토 : 깊은보로 검토

: L_n 이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

$$a = 1.6 < 2d (=4.800) \therefore \text{깊은 보로 전단설계}$$

$$- a/2 = 0.800 \text{ m} \quad (< d = 2.400 \text{ m}) \text{ L 위험단면 위치}$$

$$- V_u = 8028.018 \text{ kN} - "UL0-03"$$

$$\text{부재번호} : 7 \text{ (I단 : 절점7, J단 : 절점8)} \quad \text{부재길이(L)} : 1.300 \text{ m}$$

$$V_{ui} = -8147.259 \text{ kN} \text{ (I단)}, V_{uj} = -7921.238 \text{ kN} \text{ (J단)}$$

$$\text{검토위치}(L_c) = 5.686 \text{ m} \text{ (두부보 좌측단에서의 거리)}$$

$$\begin{aligned} V_u &= V_{ui} + (V_{uj} - V_{ui})/L \times (L_c - \text{I단 좌표}) \\ &= -8147.259 + (-7921.238 - -8147.259)/1.300 \times (5.686 - 5.000) \\ &= -8028.018 \text{ kN} \end{aligned}$$

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	L_n (mm)	d(mm)	V_u (kN)	f_{ck} (MPa)	f_y (MPa)
2400.0	3199.3	2355.3	8028.0	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

$$\begin{aligned} \Phi_{\text{Max}} V_n &= \Phi \times 5 \times \sqrt{f_{ck}} / 6 \times b \times d \\ &= 0.80 \times 5 \times \sqrt{27} / 6 \times 2400.00 \times 2355.28 \\ &= 19581.458 \text{ kN} \geq V_u (= 8028.018 \text{ kN}) \therefore 0.K \end{aligned}$$

* 콘크리트의 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_c &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 2400.00 \times 2355.28 = 3916.292 \text{ kN} \\ &< V_u (= 8028.018 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.} \end{aligned}$$

★ 전단철근의 전단강도

㉔ 수직 전단철근

$$s = 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \quad \therefore 0.K$$

$$A_v = H19 - 6.0 \text{ EA } (=1719.000 \text{ mm}^2) \geq 0.0025 \times b \times s (=1500.000 \text{ mm}^2) \quad \therefore 0.K$$

㉕ 수평 전단철근

$$s_h = 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \quad \therefore 0.K$$

$$A_{vh} = H22 - 6.0 \text{ EA } (=2322.600 \text{ mm}^2) \geq 0.0015 \times b \times s_h (=900.000 \text{ mm}^2) \quad \therefore 0.K$$

$$\rightarrow V_s = [A_v/s \times (1+L_n/d)/12 + A_{vh}/s_h \times (1+L_n/d)/12] \times f_y \times d = 8305.574 \text{ kN}$$

★ 설계 전단강도

$$\Phi V_n = \Phi \times (S_s + S_c) = 0.80 \times (8305.574 + 4895.364)$$

$$= 10560.750 \text{ kN} \geq V_u (= 8028.018 \text{ kN}) \quad \therefore 0.K$$

5) 수평력에 의한 검토

－ 교축방향 지진시 수평력과 두부보관성력으로 교축방향 모멘트를 산정

→ 두부보자중에 의한 관성력 산정 : 설계수평진도 ($K_h = 0.154 \times 1.200 = 0.185$)

$$w_1 = 1.618 \times 3.114 \times 2.400 \times 25.000 \times 0.185 = 55.927 \text{ kN}$$

$$w_2 = 1.250 \times (3.114 - 0.114) / 2 \times 2.400 \times 25.000 \times 0.185 = 20.813 \text{ kN}$$

$$w_3 = 1.250 \times (3.114 - 3.000) \times 2.400 \times 25.000 \times 0.185 = 1.582 \text{ kN}$$

$$V_c = 55.927 + 20.813 + 1.582 = 78.321 \text{ kN}$$

$$M_c = 55.927 \times 1.557 + 20.813 \times 1.114 + 1.582 \times 0.057 = 110.353 \text{ kN.m}$$

$$V_u = 528.442 + 78.321(V_c)$$

$$= 606.763 \text{ kN}$$

$$M_u = 528.442 \times 1.414 + 110.353(M_c)$$

$$= 857.570 \text{ kN.m}$$

★ 단면제원 및 설계가정

$$f_{ck} = 27 \text{ MPa}, f_y = 400 \text{ MPa}, k_1 = 0.85, \Phi_f = 0.85, \Phi_v = 0.80$$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2500.0	2400.0	2300.0	100.0	857.6	606.8

★ 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 5950.000 \times 400.00 = 2380000.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 2500.000 = 57375.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 41.481 \text{ mm, } c = 41.481 / \beta_1 = 41.481 / 0.85 = 48.802 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2300.00 - 48.802) / 48.802 = 0.13839$$

$$\epsilon_t \geq 0.00500 \text{ 이므로 인장지배단면이며, } \Phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.}$$

★ 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 1098.466 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5950.0 mm^2 (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 5.417]

1단 : H22 - 10.0 EA , H32 - 1.0 EA (= 4665.2 mm^2)

2단 : H29 - 2.0 EA (= 1284.8 mm^2)

* 철근비 검토

$$\rho_{\min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325 , \quad \rho_{\min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{\max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{\text{use}} = A_s / b d = 0.00103$$

$$\rho_{\max} \geq \rho_{\text{use}}, A_s \geq A_{s(\text{req})} \times 4/3 \rightarrow \text{철근비 만족}, \therefore \text{O.K (콘.설 6.3.2)}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 41.481 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 5950.000 \times 400 \times (2300.00 - a/2) = 4610.941 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 857.570 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K [안전률 5.377]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 2300.00 \text{ mm}$)

$$\Phi V_c = 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 2500.00 \times 2300.00 = 3983.717 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c/2 \geq V_u (= 606.763 \text{ kN}) , \text{ 전단보강 불필요.}$$

6) 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 10028.077 \times 1000000 / [27295.400 \times (2355.283 - 537.927/3)]$$

$$= 168.840 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)}$$

$$= -7 \times 27295.400/2400.0 + 7 \times 27295.400/2400.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 2400.0 \times 2355.3/(7 \times 27295.400)}$$

$$= 537.927 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 27295.4 \text{ mm}^2 \text{ (철근도심 : } 144.7 \text{ mm)}$$

$$1\text{단} : \text{H32} - 19.0 \text{ EA} (= 15089.8 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H29} - 19.0 \text{ EA} (= 12205.6 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 32/2 = 84.00 \text{ mm}$$

여기서 C_c : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{\min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 168.84) - 2.5 \times 84.00 = 256.42 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 168.84) = 373.14 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 256.42 mm 를 적용

$$S = 2400.00 / 19.0 \text{ EA} = 126.32 \leq S_a (= 256.42 \text{ mm}) \therefore \text{O.K}$$

7) 수평력 검토에 의한 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 857.570 \times 1000000 / [5950.000 \times (2300.000 - 260.673/3)] \\ = 65.125 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 5950.000/2500.0 + 7 \times 5950.000/2500.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 2500.0 \times 2300.0)/(7 \times 5950.000)]} \\ = 260.673 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 5950.0 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 100.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H22} - 10.0 \text{ EA}, \text{H32} - 1.0 \text{ EA} \quad (= 4665.2 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H29} - 2.0 \text{ EA} \quad (= 1284.8 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 32/2 = 84.00 \text{ mm}$$

여기서 C_c : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 65.13) - 2.5 \times 84.00 = 999.21 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 65.13) = 967.37 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 967.37 mm 를 적용

$$S = 2500.00 / 11.0 \text{ EA} = 227.27 \leq S_a (= 967.37 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

8.3 교량받침 위치 검토

1) 받침위치1(교량받침1) : UL0-01(절점 2)

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

$$a = 0.187 (1323.41/7093.91) < 2d(=4.453) \therefore \text{깊은 보로 전단설계}$$

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2400.0	2412.1	2226.3	7093.9	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

$$\begin{aligned} \Phi_{\text{Max}} V_n &= \Phi \times 5 \times \sqrt{f_{ck}} / 6 \times b \times d \\ &= 0.80 \times 5 \times \sqrt{27} / 6 \times 2400.00 \times 2226.33 \\ &= 18509.388 \text{ kN} \geq V_u (= 7093.914 \text{ kN}) \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

* 콘크리트의 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_c &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 2400.00 \times 2226.33 = 3701.878 \text{ kN} \\ &< V_u (= 7093.914 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.} \end{aligned}$$

* 전단철근의 전단강도

㉑ 수직 전단철근

$$\begin{aligned} s &= 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \therefore \text{O.K} \\ A_v &= H19 - 6.0 \text{ EA } (=1719.000 \text{ mm}^2) \geq 0.0025 \times b \times s (=1500.000 \text{ mm}^2) \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

㉒ 수평 전단철근

$$\begin{aligned} s_h &= 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \therefore \text{O.K} \\ A_{vh} &= H22 - 6.0 \text{ EA } (=2322.600 \text{ mm}^2) \geq 0.0015 \times b \times s_h (=900.000 \text{ mm}^2) \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

$$\rightarrow V_s = [A_v/s \times (1+L_n/d)/12 + A_{vh}/s_h \times (1-L_n/d)/12] \times f_y \times d = 7900.107 \text{ kN}$$

* 설계 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_n &= \Phi \times (S_s + S_c) = 0.80 \times (7900.107 + 4627.347) \\ &= 10021.964 \text{ kN} \geq V_u (= 7093.914 \text{ kN}) \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- 사용성 검토

① 응력 산정

$$\begin{aligned} f_s &= M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 2032.640 \times 1000000 / [6424.000 \times (2226.333 - 270.710/3)] \\ &= 148.127 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \chi &= -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ &= -7 \times 6424.000/2400.0 + 7 \times 6424.000/2400.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 2400.0 \times 2226.3 / (7 \times 6424.000)} \\ &= 270.710 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{사용철근량} = 6424.0 \text{ mm}^2 \text{ (철근도심 : 100.0 mm)}$$

$$1\text{단} : H29 - 10.0 \text{ EA } (= 6424.0 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 29/2 = 85.50 \text{ mm}$$

여기서 C_c : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 148.13) - 2.5 \times 85.50 = 317.89 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 148.13) = 425.31 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 317.89 mm 를 적용

$$S = 2400.00 / 10.0 \text{ EA} = 240.00 \leq S_a (= 317.89 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

2) 받침위치2(교량받침2) : UL0-03(절점 8)

: L_n 이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

$$a = 0.215 (1699.86/7921.24) < 2d(=3.717) \therefore \text{깊은 보로 전단설계}$$

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	L_n (mm)	d(mm)	V_u (kN)	f_{ck} (MPa)	f_y (MPa)
2400.0	3199.3	1813.6	7921.2	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

$$\begin{aligned} \Phi_{\text{Max}} V_n &= \Phi \times 5 \times \sqrt{f_{ck}} / 6 \times b \times d \\ &= 0.80 \times 5 \times \sqrt{27} / 6 \times 2400.00 \times 1813.62 \\ &= 15078.126 \text{ kN} \geq V_u(= 7921.238 \text{ kN}) \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

* 콘크리트의 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_c &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 2400.00 \times 1813.62 = 3015.625 \text{ kN} \\ &< V_u (= 7921.238 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.} \end{aligned}$$

* 전단철근의 전단강도

㉠ 수직 전단철근

$$\begin{aligned} s &= 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \therefore \text{O.K} \\ A_v &= H19 - 6.0 \text{ EA } (=1719.000 \text{ mm}^2) \geq 0.0025 \times b \times s (=1500.000 \text{ mm}^2) \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

㉡ 수평 전단철근

$$\begin{aligned} s_h &= 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \therefore \text{O.K} \\ A_{vh} &= H22 - 6.0 \text{ EA } (=2322.600 \text{ mm}^2) \geq 0.0015 \times b \times s_h (=900.000 \text{ mm}^2) \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

$$\rightarrow V_s = [A_v/s \times (1+L_n/d)/12 + A_{vh}/s_h \times (1-L_n/d)/12] \times f_y \times d = 6336.247 \text{ kN}$$

* 설계 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_n &= \Phi \times (S_s + S_c) = 0.80 \times (6336.247 + 3769.531) \\ &= 8084.623 \text{ kN} \geq V_u(= 7921.238 \text{ kN}) \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- 사용성 검토

① 응력 산정

$$\begin{aligned} f_s &= M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 2322.218 \times 1000000 / [27295.400 \times (1813.617 - 463.627/3)] \\ &= 51.280 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \chi &= -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ &= -7 \times 27295.400/2400.0 + 7 \times 27295.400/2400.0 \times \sqrt{[1 + 2 \times 2400.0 \times 1813.6/(7 \times 27295.400)]} \\ &= 463.627 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{사용철근량} = 27295.4 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 : } 144.7 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : H32 - 19.0 \text{ EA } (= 15089.8 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : H29 - 19.0 \text{ EA } (= 12205.6 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 32/2 = 84.00 \text{ mm}$$

여기서 C_c : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 51.28) - 2.5 \times 84.00 = 1325.69 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 51.28) = 1228.55 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 1228.55 mm 를 적용

$$S = 2400.00 / 19.0 \text{ EA} = 126.32 \leq S_a (= 1228.55 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

9. 기동 설계

9.1 교축직각방향

1) 기동부재력 집계 : 하단

구 분	Pe(kN)	Pu(kN)	M1(kN.m)	M2(kN.m)	V(kN)	Δ (m)	비 고
UL001	-11065.077	-15845.562	4212.705	6473.387	-513.791	0.00482	축력최대
UL007	-11065.077	-12560.364	14790.208	20035.440	-1196.388	0.01548	모멘트최대
UL022	-8511.598	-8511.598	6155.103	9815.873	1055.300	0.00222	탄성설계
UL022	-8511.598	-8511.598	3774.263	4994.520	1055.300	0.00222	소성설계
UE020	-8086.018	-9523.793	13446.201	18489.693	-1150.373	0.01422	편심최대

註) Pe : 장기지속축력 (= 고정하중에 의한 축력 x 고정하중계수)

Pu : 전체축력, M1, M2 : 기동상단, 하단 모멘트

Vu : 전단력, Δ : 기동상단의 변위량

※ 소성설계시 지진시 모멘트에 대하여 응답수정계수(R=3.0)로 나눈 값을 적용한다

2) 기동검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.005	0.026	0.060	0.K	41152.607	15845.562	6625.780	2.597	0.K
모멘트최대	0.005	0.026	0.060	0.K	14290.155	12560.364	20549.169	1.138	0.K
탄성설계	0.005	0.026	0.060	0.K	26476.741	8511.598	9845.409	3.111	0.K
편심최대	0.005	0.026	0.060	0.K	11875.885	9523.793	18828.608	1.247	0.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 9, UL001)

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$, $\theta=90.000^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1892.196	15845.562	6625.780	418.147

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

$$Q = \sum Pu \cdot \Delta / (Vu \cdot L_c)$$

$$= 15845.562 \times 0.00482 / (-513.791 \times 6.459)$$

$$= 0.023$$

여기서, $\sum Pu$: 총전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 6.459 m)

㉣ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, $k = 2.100$

세장비 $\lambda = k \times L_u / r \leq 22$

$$= 2.100 \times 7.268 / 0.500$$

$$= 30.526 > 22.000 \quad \therefore \text{장주}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.500$: 부재단면의 최소회전반경

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 7.268 m)

㉤ 모멘트 확대계수 산정

$$\delta_s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$$

$$= 1 / (1 - 0.023)$$

$$= 1.024$$

㉥ 확대 모멘트 산정

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s \times M_{1s}$$

$$= 0.000 + 1.024 \times 4212.705$$

$$= 4311.878 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s \times M_{2s}$$

$$= 0.000 + 1.024 \times 6473.387$$

$$= 6625.780 \text{ kN.m}$$

㉦ 철근비 검토

$$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2, A_{st} = 80617.50 \text{ mm}^2, \rho_{use} = 0.02566$$

$$- 1\text{단} : \text{H29} - 45\text{EA} (A_s=28908.000 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : \text{H29} - 45\text{EA} (A_s=28908.000 \text{ mm}^2), d_2 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 3\text{단} : \text{H25} - 45\text{EA} (A_s=22801.500 \text{ mm}^2), d_3 = 127.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0257) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{\Psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y)\} = 1049931.222 \text{ mm}^2$$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉔ 평형하중 산정

$$\begin{aligned}
 c_b &= 600 / (600 + f_y) \times d = 1135.317 \text{ mm}, & a_b &= k_1 \times c_b = 965.020 \text{ mm} \\
 C_c &= 0.85 \times 27.0 \times 1500907.668 = 34445.831 \text{ kN}, & \sum C_{si} &= 12281.318 \text{ kN}, & \sum T_{si} &= 9351.308 \text{ kN} \\
 P_b &= 34445.831 + 12281.318 - 9351.308 & &= 37375.842 \text{ kN} \\
 M_b &= C_c \times 925.910 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) & &= 30085.002 \text{ kN.m} \\
 e_b &> e \rightarrow \text{압축 파괴} & (e_b = M_b/P_b = 804.932 \text{ mm}, & e = M_u/P_u = 418.147 \text{ mm})
 \end{aligned}$$

㉕ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 1462.326 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1242.977 \text{ mm}$ 를 사용.

$$\begin{aligned}
 C_c &= 0.85 \times 27.0 \times 2052010.195 = 47093.634 \text{ kN} \\
 \sum C_{si} &= 14736.788 \text{ kN}, & \sum T_{si} &= 3040.983 \text{ kN} \\
 P_n &= 47093.634 + 14736.788 - 3040.983 & &= 58789.439 \text{ kN} \\
 M_n &= C_c \times 918.074 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) & &= 24582.406 \text{ kN.m} \\
 \text{- 편심오차 : } &|e - M_n/P_n (= 418.143)| = 0.0041 \leq 0.010 & \therefore \text{허용오차 만족}
 \end{aligned}$$

㉖ 강도감소계수(ϕ) 산정

$$\begin{aligned}
 d_t &= 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm} \\
 c &= 1462.326 \text{ mm}, & a &= k_1 \times c = 1242.977 \text{ mm} \\
 \epsilon_y &= f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020 \\
 \epsilon_t &= 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 1462.33) / 1462.33 = 0.00090 \\
 \epsilon_t &\leq \epsilon_y \text{ 이므로 압축지배단면이며, } \phi = 0.70 \text{ 를 적용한다.}
 \end{aligned}$$

㉗ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\begin{aligned}
 \text{Max } P_n &= 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 81997.104 \text{ kN} \geq P_n = 58789.439 \text{ kN} \\
 \phi P_n &= 0.70 \times 58789.439 = 41152.607 \text{ kN} \geq P_u = 15845.562 \text{ kN} \therefore \text{O.K} \\
 \phi M_n &= \phi P_n \times 0.418 = 17207.854 \text{ kN.m} \geq M_u = 6625.780 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}
 \end{aligned}$$

② 모멘트최대 : (부재 9, UL007)

㉞ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$, $\theta=90.000\text{도}$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1892.196	12560.364	20549.169	1636.033

㉞ 압축부재의 장주효과

㉞ 총 안정지수 산정

$$Q = \sum Pu \cdot \Delta / (Vu \cdot L_c)$$

$$= 12560.364 \times 0.01548 / (-1196.388 \times 6.459)$$

$$= 0.025$$

여기서, $\sum Pu$: 총전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 6.459 m)

㉞ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, $k = 2.100$

$$\text{세장비 } \lambda = k \times L_u / r \leq 22$$

$$= 2.100 \times 7.268 / 0.500$$

$$= 30.526 > 22.000 \quad \therefore \text{장주}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.500$: 부재단면의 최소회전반경

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 7.268 m)

㉞ 모멘트 확대계수 산정

$$\delta_s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$$

$$= 1 / (1 - 0.025)$$

$$= 1.026$$

㉞ 확대 모멘트 산정

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s \times M_{1s}$$

$$= 0.000 + 1.026 \times 14790.208$$

$$= 15169.444 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s \times M_{2s}$$

$$= 0.000 + 1.026 \times 20035.440$$

$$= 20549.169 \text{ kN.m}$$

㉞ 철근비 검토

$$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2, A_{st} = 80617.50 \text{ mm}^2, \rho_{use} = 0.02566$$

$$- 1\text{단} : H29 - 45EA (A_s=28908.000 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : H29 - 45EA (A_s=28908.000 \text{ mm}^2), d_2 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 3\text{단} : H25 - 45EA (A_s=22801.500 \text{ mm}^2), d_3 = 127.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0257) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \quad \therefore O.K$$

$$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y) \} = 832253.114 \text{ mm}^2$$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉔ 평형하중 산정

$$\begin{aligned}
 c_b &= 600 / (600 + f_y) \times d = 1135.317 \text{ mm}, & a_b &= k_1 \times c_b = 965.020 \text{ mm} \\
 C_c &= 0.85 \times 27.0 \times 1500907.668 = 34445.831 \text{ kN}, & \sum C_{si} &= 12281.318 \text{ kN}, & \sum T_{si} &= 9351.308 \text{ kN} \\
 P_b &= 34445.831 + 12281.318 - 9351.308 & &= 37375.842 \text{ kN} \\
 M_b &= C_c \times 925.910 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) & &= 30085.002 \text{ kN.m} \\
 e_b &< e \rightarrow \text{인장 파괴} & (e_b &= M_b/P_b = 804.932 \text{ mm}, & e &= M_u/P_u = 1636.033 \text{ mm})
 \end{aligned}$$

㉕ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 835.510 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 710.184 \text{ mm}$ 를 사용.

$$\begin{aligned}
 C_c &= 0.85 \times 27.0 \times 999419.512 = 22936.678 \text{ kN} \\
 \sum C_{si} &= 9911.683 \text{ kN}, & \sum T_{si} &= 14784.913 \text{ kN} \\
 P_n &= 22936.678 + 9911.683 - 14784.913 & &= 18063.448 \text{ kN} \\
 M_n &= C_c \times 939.931 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) & &= 29552.573 \text{ kN.m} \\
 \text{- 편심오차 : } |e - M_n/P_n (=1636.043)| &= 0.0098 \leq 0.010 & \therefore \text{허용오차 만족}
 \end{aligned}$$

㉖ 강도감소계수(Φ) 산정

$$\begin{aligned}
 d_t &= 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm} \\
 c &= 835.510 \text{ mm}, & a &= k_1 \times c = 710.184 \text{ mm} \\
 \epsilon_y &= f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020 \\
 \epsilon_t &= 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 835.51) / 835.51 = 0.00382 \\
 \epsilon_y &< \epsilon_t < 0.00500 \text{ 이므로 변화구간단면이며, } \Phi &= 0.79 \text{ 를 적용한다.} \\
 \Phi &= 0.700 + (0.0038 - 0.0020) \times (0.850 - 0.700) / (0.00500 - 0.00200) = 0.791
 \end{aligned}$$

㉗ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\begin{aligned}
 \text{Max } P_n &= 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 81997.104 \text{ kN} \geq P_n = 18063.448 \text{ kN} \\
 \Phi P_n &= 0.79 \times 18063.448 = 14290.155 \text{ kN} \geq P_u = 12560.364 \text{ kN} \therefore \text{O.K} \\
 \Phi M_n &= \Phi P_n \times 1.636 = 23379.164 \text{ kN.m} \geq M_u = 20549.169 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}
 \end{aligned}$$

③ 단성설계 : (부재 9, UL022)

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=1.00$, $\theta=90.000^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	$P_u(\text{kN})$	$M_u(\text{kN.m})$	e(mm)
100.000	1892.196	8511.598	9845.409	1156.705

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

$$Q = \sum P_u \Delta / (V_u L_c)$$

$$= 8511.598 \times 0.00222 / (1055.300 \times 6.459)$$

$$= 0.003$$

여기서, $\sum P_u$: 총전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

V_u : 층전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 6.459 m)

㉣ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, $k = 2.100$

$$\text{세장비 } \lambda = k \times L_u / r \leq 22$$

$$= 2.100 \times 7.268 / 0.500$$

$$= 30.526 > 22.000 \quad \therefore \text{장주}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.500$: 부재단면의 최소회전반경

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 7.268 m)

㉤ 모멘트 확대계수 산정

$$\delta_s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$$

$$= 1 / (1 - 0.003)$$

$$= 1.003$$

㉥ 확대 모멘트 산정

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s \times M_{1s}$$

$$= 0.000 + 1.003 \times 6155.103$$

$$= 6173.624 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s \times M_{2s}$$

$$= 0.000 + 1.003 \times 9815.873$$

$$= 9845.409 \text{ kN.m}$$

㉦ 철근비 검토

$$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2, A_{st} = 80617.50 \text{ mm}^2, \rho_{use} = 0.02566$$

$$- 1\text{단} : \text{H29} - 45\text{EA} (A_s=28908.000 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : \text{H29} - 45\text{EA} (A_s=28908.000 \text{ mm}^2), d_2 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 3\text{단} : \text{H25} - 45\text{EA} (A_s=22801.500 \text{ mm}^2), d_3 = 127.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{\min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0257) \leq \rho_{\max} (= 0.0600) \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\rho_{\min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{\psi 0.80(0.85 \times f_{ck} + 0.01 \times f_y)\} = 563980.785 \text{ mm}^2$$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉔ 평형하중 산정

$$cb = 600 / (600 + fy) \times d = 1135.317 \text{ mm}, \quad ab = k1 \times cb = 965.020 \text{ mm}$$

$$Cc = 0.85 \times 27.0 \times 1500907.668 = 34445.831 \text{ kN}, \quad \sum Csi = 12281.318 \text{ kN}, \quad \sum Tsi = 9351.308 \text{ kN}$$

$$Pb = 34445.831 + 12281.318 - 9351.308 = 37375.842 \text{ kN}$$

$$Mb = Cc \times 925.910 + \sum (Csi \times di) + \sum (Tsi \times di) = 30085.002 \text{ kN.m}$$

$$eb < e \rightarrow \text{인장 파괴} \quad (eb = Mb/Pb = 804.932 \text{ mm}, \quad e = Mu/Pu = 1156.705 \text{ mm})$$

㉕ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 970.548 \text{ mm}$, $a = k1 \times c = 824.966 \text{ mm}$ 를 사용.

$$Cc = 0.85 \times 27.0 \times 1222569.690 = 28057.974 \text{ kN}$$

$$\sum Csi = 11001.555 \text{ kN}, \quad \sum Tsi = 12582.788 \text{ kN}$$

$$Pn = 28057.974 + 11001.555 - 12582.788 = 26476.741 \text{ kN}$$

$$Mn = Cc \times 932.954 + \sum (Csi \times di) + \sum (Tsi \times di) = 30625.811 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 : $|e - Mn/Pn (= 1156.706)| = 0.0011 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㉖ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max}Pn = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 81997.104 \text{ kN} \geq Pn = 26476.741 \text{ kN}$$

$$\Phi Pn = 1.00 \times 26476.741 = 26476.741 \text{ kN} \geq Pu = 8511.598 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\Phi Mn = \Phi Pn \times 1.157 = 30625.782 \text{ kN.m} \geq Mu = 9845.409 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$$

④ 편심최대 : (부재 9, UE020)

㉠설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$, $\theta=90.000\text{도(중립축각도)}$

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1892.196	9523.793	18828.608	1977.007

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

$$Q = \sum P_u \Delta / (V_u L_c)$$

$$= 9523.793 \times 0.01422 / (-1150.373 \times 6.459)$$

$$= 0.018$$

여기서, $\sum P_u$: 총전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

V_u : 층전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 6.459 m)

㉣ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, $k = 2.100$

$$\text{세장비 } \lambda = k \times L_u / r \leq 22$$

$$= 2.100 \times 7.268 / 0.500$$

$$= 30.526 > 22.000 \quad \therefore \text{장주}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.500$: 부재단면의 최소회전반경

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 7.268 m)

㉤ 모멘트 확대계수 산정

$$\delta_s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$$

$$= 1 / (1 - 0.018)$$

$$= 1.018$$

㉥ 확대 모멘트 산정

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s \times M_{1s}$$

$$= 0.000 + 1.018 \times 13446.201$$

$$= 13692.669 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s \times M_{2s}$$

$$= 0.000 + 1.018 \times 18489.693$$

$$= 18828.608 \text{ kN.m}$$

㉦ 철근비 검토

$$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2, A_{st} = 80617.50 \text{ mm}^2, \rho_{use} = 0.02566$$

$$- 1\text{단} : \text{H29} - 45\text{EA} (A_s=28908.000 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : \text{H29} - 45\text{EA} (A_s=28908.000 \text{ mm}^2), d_2 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 3\text{단} : \text{H25} - 45\text{EA} (A_s=22801.500 \text{ mm}^2), d_3 = 127.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{\min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0257) \leq \rho_{\max} (= 0.0600) \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\rho_{\min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{\psi 0.80(0.85 \times f_{ck} + 0.01 \times f_y)\} = 631049.099 \text{ mm}^2$$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉔ 평형하중 산정

$$\begin{aligned}
 c_b &= 600 / (600 + f_y) \times d = 1135.317 \text{ mm}, & a_b &= k_1 \times c_b = 965.020 \text{ mm} \\
 C_c &= 0.85 \times 27.0 \times 1500907.668 = 34445.831 \text{ kN}, & \sum C_{si} &= 12281.318 \text{ kN}, & \sum T_{si} &= 9351.308 \text{ kN} \\
 P_b &= 34445.831 + 12281.318 - 9351.308 & &= 37375.842 \text{ kN} \\
 M_b &= C_c \times 925.910 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) & &= 30085.002 \text{ kN.m} \\
 e_b &< e \rightarrow \text{인장 파괴} & (e_b &= M_b/P_b = 804.932 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 1977.007 \text{ mm})
 \end{aligned}$$

㉕ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 778.009 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 661.307 \text{ mm}$ 를 사용.

$$\begin{aligned}
 C_c &= 0.85 \times 27.0 \times 906626.713 = 20807.083 \text{ kN} \\
 \sum C_{si} &= 9433.261 \text{ kN}, & \sum T_{si} &= 15692.265 \text{ kN} \\
 P_n &= 20807.083 + 9433.261 - 15692.265 & &= 14548.079 \text{ kN} \\
 M_n &= C_c \times 943.191 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) & &= 28761.535 \text{ kN.m} \\
 \text{- 편심오차 : } |e - M_n/P_n (=1976.999)| &= 0.0084 \leq 0.010 \quad \therefore \text{허용오차 만족}
 \end{aligned}$$

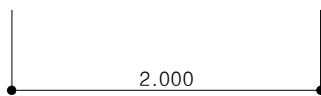
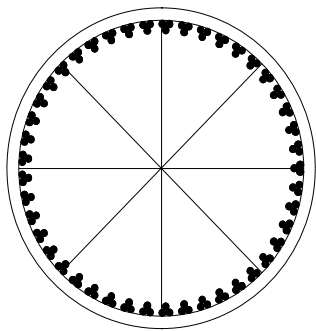
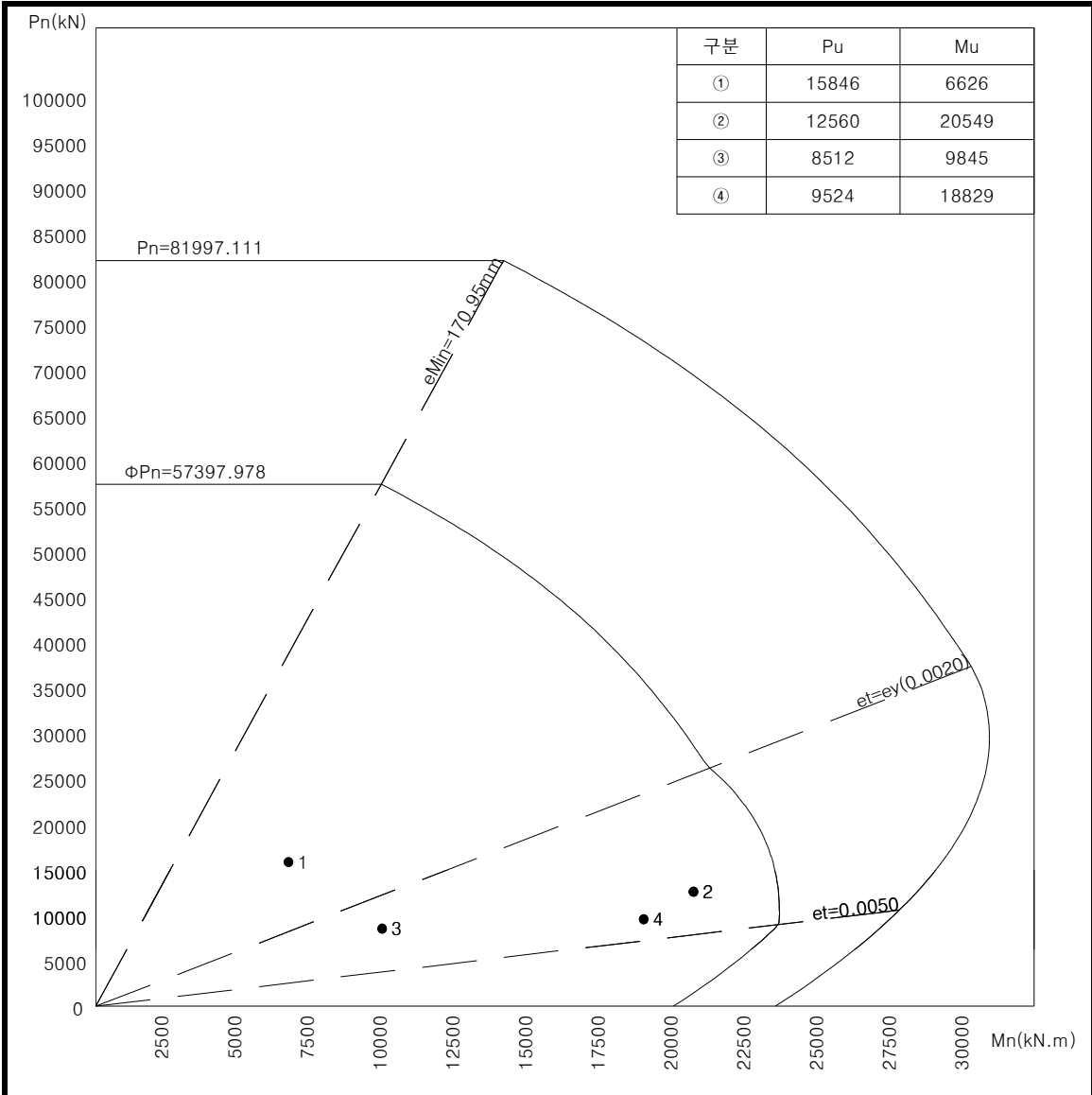
㉖ 강도감소계수(Φ) 산정

$$\begin{aligned}
 d_t &= 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm} \\
 c &= 778.009 \text{ mm}, & a &= k_1 \times c = 661.307 \text{ mm} \\
 \epsilon_y &= f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020 \\
 \epsilon_t &= 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 778.01) / 778.01 = 0.00433 \\
 \epsilon_y &< \epsilon_t < 0.00500 \text{ 이므로 변화구간단면이며, } \Phi &= 0.82 \text{ 를 적용한다.} \\
 \Phi &= 0.700 + (0.0043 - 0.0020) \times (0.850 - 0.700) / (0.00500 - 0.00200) = 0.816
 \end{aligned}$$

㉗ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\begin{aligned}
 \text{Max} P_n &= 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 81997.104 \text{ kN} \geq P_n = 14548.079 \text{ kN} \\
 \Phi P_n &= 0.82 \times 14548.079 = 11875.885 \text{ kN} \geq P_u = 9523.793 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K} \\
 \Phi M_n &= \Phi P_n \times 1.977 = 23478.711 \text{ kN.m} \geq M_u = 18828.608 \text{ kN.m} \quad \therefore \text{O.K}
 \end{aligned}$$

4) PM 상관도



단면제원

$R = 1000.000 \text{ mm}$
 $D = 1892.196 \text{ mm}$
 $A_g = 3141592.654 \text{ mm}^2$
 $A_{eff} = 1570796.327 \text{ mm}^2$

사용 철근

$A_{st} = 80617.500 \text{ mm}^2$
 $P_{use} = 0.02566$
 1단 : H29-45Ea
 2단 : H29-45Ea
 3단 : H25-45Ea

9.2 교축방향

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pe(kN)	Pu(kN)	M1(kN.m)	M2(kN.m)	V(kN)	Δ(m)	비 고
ULB01	-11065.077	-15845.562	0.000	0.000	0.000	0.00000	축력최대
ULB14	-10639.497	-10639.498	2291.977	5436.187	722.843	0.00364	모멘트최대
ULB22	-8511.598	-8511.598	2367.970	7210.310	1137.140	0.00000	탄성설계
ULB22	-8511.598	-8511.598	789.323	2403.437	1137.140	0.00000	소성설계
UEB14	-8086.018	-8086.018	2291.977	5436.187	722.843	0.00364	편심최대

註) Pe : 장기지속축력 (= 고정하중에 의한 축력 x 고정하중계수)

Pu : 전체축력, M1, M2 : 기둥상단, 하단 모멘트

Vu : 전단력, Δ : 기둥상단의 변위량

※ 소성설계시 지진시 모멘트에 대하여 응답수정계수(R=3.0)로 나눈 값을 적용한다

2) 기둥검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.005	0.026	0.060	0.K	57397.973	15845.562	0.000	3.622	0.K
모멘트최대	0.005	0.026	0.060	0.K	36268.678	10639.498	5480.027	3.409	0.K
탄성설계	0.005	0.026	0.060	0.K	35805.848	8511.598	7210.310	4.207	0.K
편심최대	0.005	0.026	0.060	0.K	34224.485	8086.018	5469.001	4.233	0.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 9, ULB01)

㉠ 설계조건 및 단면가정

$$f_{ck}=27\text{MPa}, f_y=400\text{MPa}, k_1=0.85, \Phi_c=0.70$$

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1892.196	15845.562	0.000	0.000

㉡ 철근비 검토

$$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2, A_{st} = 80617.50 \text{ mm}^2, P_{use} = 0.02566$$

$$- 1\text{단} : H29 - 45EA (A_s=28908.000 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : H29 - 45EA (A_s=28908.000 \text{ mm}^2), d_2 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 3\text{단} : H25 - 45EA (A_s=22801.500 \text{ mm}^2), d_3 = 127.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0257) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore O.K$$

$$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \times f_{ck} + 0.01 \times f_y) \} = 1049931.222 \text{ mm}^2$$

$$A_{eff} \text{는 } \geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2) \text{ 이어야 하므로 } 1570796.327 \text{ mm}^2 \text{ 를 적용.}$$

㉢ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1135.317 \text{ mm}, a_b = k_1 \times c_b = 965.020 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1500907.668 = 34445.831 \text{ kN}, \sum C_{si} = 12281.318 \text{ kN}, \sum T_{si} = 9351.308 \text{ kN}$$

$$P_b = 34445.831 + 12281.318 - 9351.308 = 37375.842 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times 925.910 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 30085.002 \text{ kN.m}$$

$$e_b > e \rightarrow \text{압축 파괴} (e_b = M_b / P_b = 804.932 \text{ mm}, e = M_u / P_u = 0.000 \text{ mm})$$

㉣ 공칭강도 산정

$$- \text{반복시산법을 이용하여 } c = 7095.733 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 6031.373 \text{ mm} \text{ 를 사용.}$$

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 3141936.858 = 72107.451 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 30396.828 \text{ kN}, \sum T_{si} = 0.000 \text{ kN}$$

$$P_n = 72107.451 + 30396.828 - 0.000 = 102504.279 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 3015.687 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = -0.000 \text{ kN.m}$$

$$- \text{편심오차} : |e - M_n / P_n (= -0.000)| = 0.0000 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$$

㉤ 강도감소계수(Φ) 산정

$$d_t = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm}$$

$$c = 7095.733 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 6031.373 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 7095.73) / 7095.73 = -0.00220$$

$$\epsilon_t \leq \epsilon_y \text{ 이므로 압축지배단면이며, } \Phi = 0.70 \text{ 를 적용한다.}$$

㉦ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{ 0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st} \} = 81997.104 \text{ kN} < P_n = 102504.279 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 0.70 \times 81997.104 = 57397.973 \text{ kN} \geq P_u = 15845.562 \text{ kN} \therefore O.K$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.000 = 0.000 \text{ kN.m} \geq M_u = 0.000 \text{ kN.m} \therefore O.K$$

② 모멘트최대 : (부재 9, ULB14)

㉞ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1892.196	10639.498	5480.027	515.064

㉞ 압축부재의 장주효과

㉞ 총 안정지수 산정

$$Q = \sum P_u \Delta / (V_u L_c)$$

$$= 10639.498 \times 0.00364 / (722.843 \times 6.459)$$

$$= 0.008$$

여기서, $\sum P_u$: 총전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

V_u : 층전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 6.459 m)

㉞ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, $k = 2.100$

세장비 $\lambda = k \times L_u / r \leq 22$

$$= 2.100 \times 7.268 / 0.500$$

$$= 30.526 > 22.000 \quad \therefore \text{장주}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.500$: 부재단면의 최소회전반경

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 7.268 m)

㉞ 모멘트 확대계수 산정

$$\delta_s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$$

$$= 1 / (1 - 0.008)$$

$$= 1.008$$

㉞ 확대 모멘트 산정

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s \times M_{1s}$$

$$= 0.000 + 1.008 \times 2291.977$$

$$= 2310.461 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s \times M_{2s}$$

$$= 0.000 + 1.008 \times 5436.187$$

$$= 5480.027 \text{ kN.m}$$

㉞ 철근비 검토

$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2$, $A_{st} = 80617.50 \text{ mm}^2$, $\rho_{use} = 0.02566$

- 1단 : H29 - 45EA ($A_s=28908.000 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H29 - 45EA ($A_s=28908.000 \text{ mm}^2$), $d_2 = 100.000 \text{ mm}$

- 3단 : H25 - 45EA ($A_s=22801.500 \text{ mm}^2$), $d_3 = 127.000 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0257) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \quad \therefore \text{O.K}$

$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g$, $A_{eff} = P_u / \{\psi 0.80(0.85 \times f_{ck} + 0.01 \times f_y)\} = 704976.014 \text{ mm}^2$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉔ 평형하중 산정

$$\begin{aligned}
 c_b &= 600 / (600 + f_y) \times d = 1135.317 \text{ mm}, & a_b &= k_1 \times c_b = 965.020 \text{ mm} \\
 C_c &= 0.85 \times 27.0 \times 1500907.668 = 34445.831 \text{ kN}, & \sum C_{si} &= 12281.318 \text{ kN}, & \sum T_{si} &= 9351.308 \text{ kN} \\
 P_b &= 34445.831 + 12281.318 - 9351.308 & &= 37375.842 \text{ kN} \\
 M_b &= C_c \times 925.910 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) & &= 30085.002 \text{ kN.m} \\
 e_b &> e \rightarrow \text{압축 파괴} & (e_b &= M_b/P_b = 804.932 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 515.064 \text{ mm})
 \end{aligned}$$

㉕ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 1347.340 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1145.239 \text{ mm}$ 를 사용.

$$\begin{aligned}
 C_c &= 0.85 \times 27.0 \times 1860325.595 = 42694.472 \text{ kN} \\
 \sum C_{si} &= 13864.029 \text{ kN}, & \sum T_{si} &= 4746.105 \text{ kN} \\
 P_n &= 42694.472 + 13864.029 - 4746.105 & &= 51812.397 \text{ kN} \\
 M_n &= C_c \times 919.742 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) & &= 26687.225 \text{ kN.m} \\
 \text{- 편심오차 : } |e - M_n/P_n (=515.074)| &= 0.0097 \leq 0.010 & \therefore \text{허용오차 만족}
 \end{aligned}$$

㉖ 강도감소계수(ϕ) 산정

$$\begin{aligned}
 d_t &= 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm} \\
 c &= 1347.340 \text{ mm}, & a &= k_1 \times c = 1145.239 \text{ mm} \\
 \epsilon_y &= f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020 \\
 \epsilon_t &= 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 1347.34) / 1347.34 = 0.00123 \\
 \epsilon_t &\leq \epsilon_y \text{ 이므로 압축지배단면이며, } \phi &= 0.70 \text{ 를 적용한다.}
 \end{aligned}$$

㉗ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\begin{aligned}
 \text{Max } P_n &= 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 81997.104 \text{ kN} \geq P_n = 51812.397 \text{ kN} \\
 \phi P_n &= 0.70 \times 51812.397 = 36268.678 \text{ kN} \geq P_u = 10639.498 \text{ kN} \therefore \text{O.K} \\
 \phi M_n &= \phi P_n \times 0.515 = 18680.707 \text{ kN.m} \geq M_u = 5480.027 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}
 \end{aligned}$$

③ 단성설계 : (부재 9, ULB22)

㉞ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=1.00$

피복(mm)	d(mm)	$P_u(\text{kN})$	$M_u(\text{kN.m})$	e(mm)
100.000	1892.196	8511.598	7210.310	847.116

㉞ 압축부재의 장주효과

㉞ 총 안정지수 산정

$$Q = \sum P_u \Delta / (V_u L_c)$$

$$= 8511.598 \times 0.00000 / (1137.140 \times 6.459)$$

$$= 0.000$$

여기서, $\sum P_u$: 총전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

V_u : 층전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 6.459 m)

㉞ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, $k = 2.100$

세장비 $\lambda = k \times L_u / r \leq 22$

$$= 2.100 \times 7.268 / 0.500$$

$$= 30.526 > 22.000 \quad \therefore \text{장주}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.500$: 부재단면의 최소회전반경

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 7.268 m)

㉞ 모멘트 확대계수 산정

$$\delta_s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$$

$$= 1 / (1 - 0.000)$$

$$= 1.000$$

㉞ 확대 모멘트 산정

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s \times M_{1s}$$

$$= 0.000 + 1.000 \times 2367.970$$

$$= 2367.970 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s \times M_{2s}$$

$$= 0.000 + 1.000 \times 7210.310$$

$$= 7210.310 \text{ kN.m}$$

㉞ 철근비 검토

$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2$, $A_{st} = 80617.50 \text{ mm}^2$, $\rho_{use} = 0.02566$

- 1단 : H29 - 45EA ($A_s=28908.000 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H29 - 45EA ($A_s=28908.000 \text{ mm}^2$), $d_2 = 100.000 \text{ mm}$

- 3단 : H25 - 45EA ($A_s=22801.500 \text{ mm}^2$), $d_3 = 127.000 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0257) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \quad \therefore \text{O.K}$

$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g$, $A_{eff} = P_u / \{\psi 0.80(0.85 \times f_{ck} + 0.01 \times f_y)\} = 563980.785 \text{ mm}^2$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉔ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1135.317 \text{ mm}, \quad a_b = k_1 \times c_b = 965.020 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1500907.668 = 34445.831 \text{ kN}, \quad \sum C_{si} = 12281.318 \text{ kN}, \quad \sum T_{si} = 9351.308 \text{ kN}$$

$$P_b = 34445.831 + 12281.318 - 9351.308 = 37375.842 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times 925.910 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 30085.002 \text{ kN.m}$$

$$e_b < e \rightarrow \text{인장 파괴} \quad (e_b = M_b/P_b = 804.932 \text{ mm}, \quad e = M_u/P_u = 847.116 \text{ mm})$$

㉕ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 1113.220 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 946.237 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1463377.501 = 33584.514 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 12100.981 \text{ kN}, \quad \sum T_{si} = 9879.647 \text{ kN}$$

$$P_n = 33584.514 + 12100.981 - 9879.647 = 35805.848 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 926.751 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 30331.838 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 847.120)| = 0.0038 \leq 0.010 \quad \therefore \text{허용오차 만족}$

㉖ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 81997.104 \text{ kN} \geq P_n = 35805.848 \text{ kN}$$

$$\phi P_n = 1.00 \times 35805.848 = 35805.848 \text{ kN} \geq P_u = 8511.598 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\phi M_n = \phi P_n \times 0.847 = 30331.703 \text{ kN.m} \geq M_u = 7210.310 \text{ kN.m} \quad \therefore \text{O.K}$$

④ 편심최대 : (부재 9, UEB14)

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$

피복(mm)	d(mm)	$P_u(\text{kN})$	$M_u(\text{kN.m})$	e(mm)
100.000	1892.196	8086.018	5469.001	676.353

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

$$Q = \sum P_u \Delta / (V_u L_c)$$

$$= 8086.018 \times 0.00364 / (722.843 \times 6.459)$$

$$= 0.006$$

여기서, $\sum P_u$: 총전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

V_u : 층전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 6.459 m)

㉣ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, $k = 2.100$

세장비 $\lambda = k \times L_u / r \leq 22$

$$= 2.100 \times 7.268 / 0.500$$

$$= 30.526 > 22.000 \quad \therefore \text{장주}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.500$: 부재단면의 최소회전반경

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 7.268 m)

㉤ 모멘트 확대계수 산정

$$\delta_s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$$

$$= 1 / (1 - 0.006)$$

$$= 1.006$$

㉥ 확대 모멘트 산정

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s \times M_{1s}$$

$$= 0.000 + 1.006 \times 2291.977$$

$$= 2305.812 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s \times M_{2s}$$

$$= 0.000 + 1.006 \times 5436.187$$

$$= 5469.001 \text{ kN.m}$$

㉦ 철근비 검토

$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2$, $A_{st} = 80617.50 \text{ mm}^2$, $\rho_{use} = 0.02566$

- 1단 : H29 - 45EA ($A_s=28908.000 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H29 - 45EA ($A_s=28908.000 \text{ mm}^2$), $d_2 = 100.000 \text{ mm}$

- 3단 : H25 - 45EA ($A_s=22801.500 \text{ mm}^2$), $d_3 = 127.000 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0257) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \quad \therefore \text{O.K}$

$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g$, $A_{eff} = P_u / \{\psi 0.80(0.85 \times f_{ck} + 0.01 \times f_y)\} = 535781.739 \text{ mm}^2$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉔ 평형하중 산정

$$\begin{aligned}
 c_b &= 600 / (600 + f_y) \times d = 1135.317 \text{ mm}, \quad a_b = k_1 \times c_b = 965.020 \text{ mm} \\
 C_c &= 0.85 \times 27.0 \times 1500907.668 = 34445.831 \text{ kN}, \quad \sum C_{si} = 12281.318 \text{ kN}, \quad \sum T_{si} = 9351.308 \text{ kN} \\
 P_b &= 34445.831 + 12281.318 - 9351.308 = 37375.842 \text{ kN} \\
 M_b &= C_c \times 925.910 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 30085.002 \text{ kN.m} \\
 e_b &> e \rightarrow \text{압축 파괴} \quad (e_b = M_b / P_b = 804.932 \text{ mm}, \quad e = M_u / P_u = 676.353 \text{ mm})
 \end{aligned}$$

㉕ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 1210.737 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1029.126 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1629104.446 = 37387.947 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 12851.119 \text{ kN}, \quad \sum T_{si} = 7458.460 \text{ kN}$$

$$P_n = 37387.947 + 12851.119 - 7458.460 = 42780.606 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 923.306 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 28934.413 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 : $|e - M_n / P_n (= 676.344)| = 0.0087 \leq 0.010 \quad \therefore \text{허용오차 만족}$

㉖ 강도감소계수(Φ) 산정

$$d_t = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm}$$

$$c = 1210.737 \text{ mm}, \quad a = k_1 \times c = 1029.126 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 1210.74) / 1210.74 = 0.00171$$

→ 계수축력이 $0.10 \times f_{ck} \times A_g$ 보다 작으므로 ϵ_t 는 최소허용변형률 이상이어야 한다.
 최소허용변형률은 f_y 가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

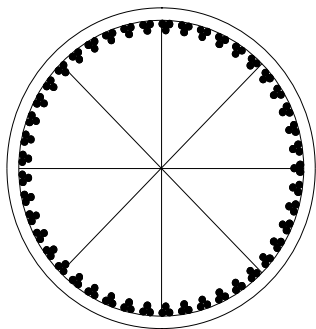
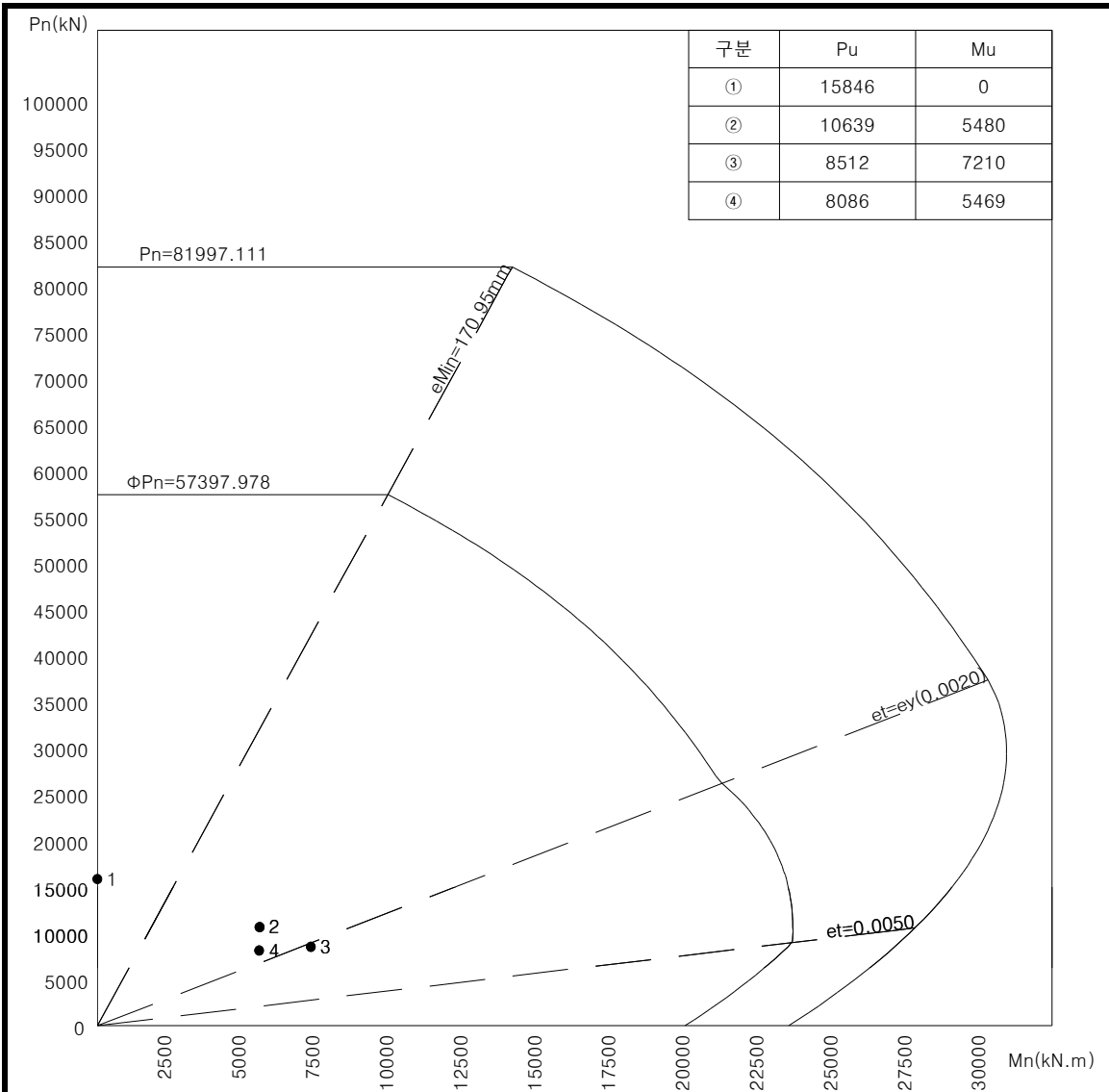
$$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.00500 \text{ 이므로 변화구간단면이며, } \Phi = 0.80 \text{ 를 적용한다.}$$

$$\Phi = 0.700 + (0.0040 - 0.0020) \times (0.850 - 0.700) / (0.00500 - 0.00200) = 0.800$$

㉗ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\begin{aligned}
 \text{Max} P_n &= 0.80 \times \{0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}\} = 81997.104 \text{ kN} \geq P_n = 42780.606 \text{ kN} \\
 \Phi P_n &= 0.80 \times 42780.606 = 34224.485 \text{ kN} \geq P_u = 8086.018 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K} \\
 \Phi M_n &= \Phi P_n \times 0.676 = 23147.827 \text{ kN.m} \geq M_u = 5469.001 \text{ kN.m} \quad \therefore \text{O.K}
 \end{aligned}$$

4) PM 상관도



단면제원

$R = 1000.000 \text{ mm}$
 $D = 1892.196 \text{ mm}$
 $A_g = 3141592.654 \text{ mm}^2$
 $A_{eff} = 1570796.327 \text{ mm}^2$

사용 철근

$A_{st} = 80617.500 \text{ mm}^2$
 $P_{use} = 0.02566$
 1단 : H29-45Ea
 2단 : H29-45Ea
 3단 : H25-45Ea

9.3 합성부재력 검토

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pu(kN)	Mx(kN.m)	My(kN.m)	M2(kN.m)	비 고
UL01	-15845.562	0.000	6625.780	6625.780	축력최대
UL14	-10639.498	5480.027	14672.852	15662.799	모멘트최대
UL22	-8511.598	4061.926	9845.409	10650.414	탄성설계
UL22	-8511.598	4061.926	9845.409	10650.414	소성설계
UE14	-8086.018	5469.001	13814.897	14858.040	편심최대
UL07	-12560.364	243.778	20549.169	20550.615	모멘트최대
UE20	-9523.793	5245.389	18828.608	19545.603	편심최대

註) Pu : 축력, Mx : 교축방향 모멘트, My : 교축직각방향 모멘트

Mx, My는 확대 모멘트 값을 사용한다, $M2 = \sqrt{Mx^2 + My^2}$

※ 지진시의 조합은 교축직각방향의 부재력을 사용한다.

조합시 교축방향은 내진해석에서 얻은 4049.740 kN.m를 사용하며,

교축직각방향 기둥검토시의 모멘트 확대계수를 적용한다.

$Mx = 4049.740 \times 1.003 = 4061.926$ kN.m, 2) 교축직각방향 참조

- 지진시 모멘트(=4049.740) : [5. 하중계산] - 지진에의한 하중 참조

2) 기둥검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.005	0.026	0.060	0.K	41152.607	15845.562	6625.780	2.597	0.K
모멘트최대	0.005	0.026	0.060	0.K	15810.601	10639.498	15662.799	1.486	0.K
탄성설계	0.005	0.026	0.060	0.K	24350.875	8511.598	10650.414	2.861	0.K
편심최대	0.005	0.026	0.060	0.K	12764.977	8086.018	14858.040	1.579	0.K
모멘트최대	0.005	0.026	0.060	0.K	14289.214	12560.364	20550.615	1.138	0.K
편심최대	0.005	0.026	0.060	0.K	11442.905	9523.793	19545.603	1.202	0.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 9, UL001)

【 기둥 : 하부 , 1/7 】

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\phi_c=0.70$, $\theta=90.000^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1892.196	15845.562	6625.780	418.147

㉡ 철근비 검토

$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2$, $A_{st} = 80617.50 \text{ mm}^2$, $P_{use} = 0.02566$

- 1단 : H29 - 45EA ($A_s=28908.000 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H29 - 45EA ($A_s=28908.000 \text{ mm}^2$), $d_2 = 100.000 \text{ mm}$

- 3단 : H25 - 45EA ($A_s=22801.500 \text{ mm}^2$), $d_3 = 127.000 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0257) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore \text{O.K}$

$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g$, $A_{eff} = P_u / \{\psi 0.80(0.85 \times f_{ck} + 0.01 \times f_y)\} = 1049931.222 \text{ mm}^2$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉢ 평형하중 산정

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1135.317 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 965.020 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1500907.668 = 34445.831 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 12281.318 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 9351.308 \text{ kN}$

$P_b = 34445.831 + 12281.318 - 9351.308 = 37375.842 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 925.910 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 30085.002 \text{ kN.m}$

$e_b > e \rightarrow$ 압축 파괴 ($e_b = M_b / P_b = 804.932 \text{ mm}$, $e = M_u / P_u = 418.147 \text{ mm}$)

㉣ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 1462.326 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1242.977 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 2052010.195 = 47093.634 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 14736.788 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 3040.983 \text{ kN}$

$P_n = 47093.634 + 14736.788 - 3040.983 = 58789.439 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 918.074 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 24582.406 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n / P_n (= 418.143)| = 0.0041 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉤ 강도감소계수(ϕ) 산정

$d_t = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm}$

$c = 1462.326 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1242.977 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 1462.33) / 1462.33 = 0.00090$

$\epsilon_t \leq \epsilon_y$ 이므로 압축지배단면이며, $\phi = 0.70$ 를 적용한다.

㉥ 축방향력 및 휨에대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 81997.104 \text{ kN} \geq P_n = 58789.439 \text{ kN}$

$\phi P_n = 0.70 \times 58789.439 = 41152.607 \text{ kN} \geq P_u = 15845.562 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\phi M_n = \phi P_n \times 0.418 = 17207.854 \text{ kN.m} \geq M_u = 6625.780 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

② 모멘트최대 : (부재 9, UL014)

【 기둥 : 하부 , 2/7 】

㉠설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$, $\theta=69.520^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1892.196	10639.498	15662.799	1472.137

㉡ 철근비 검토

$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2$, $A_{st} = 80617.50 \text{ mm}^2$, $P_{use} = 0.02566$

- 1단 : H29 - 45EA ($A_s=28908.000 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H29 - 45EA ($A_s=28908.000 \text{ mm}^2$), $d_2 = 100.000 \text{ mm}$

- 3단 : H25 - 45EA ($A_s=22801.500 \text{ mm}^2$), $d_3 = 127.000 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0257) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore \text{O.K}$

$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g$, $A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \times f_{ck} + 0.01 \times f_y) \} = 704976.014 \text{ mm}^2$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉢ 평형하중 산정

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1135.317 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 965.020 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1500907.668 = 34445.831 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 12281.318 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 9351.308 \text{ kN}$

$P_b = 34445.831 + 12281.318 - 9351.308 = 37375.842 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 925.910 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 30085.002 \text{ kN.m}$

$e_b < e \rightarrow$ 인장 파괴 ($e_b = M_b / P_b = 804.932 \text{ mm}$, $e = M_u / P_u = 1472.137 \text{ mm}$)

㉣ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 872.287 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 741.444 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1059543.145 = 24316.515 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 10233.015 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 14194.125 \text{ kN}$

$P_n = 24316.515 + 10233.015 - 14194.125 = 20355.405 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 937.934 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 29965.871 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n / P_n (= 1472.133)| = 0.0036 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉤ 강도감소계수(Φ) 산정

$d_t = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm}$

$c = 872.287 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 741.444 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 872.29) / 872.29 = 0.00353$

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.00500$ 이므로 변화구간단면이며, $\Phi = 0.78$ 를 적용한다.

$\Phi = 0.700 + (0.0035 - 0.0020) \times (0.850 - 0.700) / (0.00500 - 0.00200) = 0.777$

㉦ 축방향력 및 휨에대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 81997.104 \text{ kN} \geq P_n = 20355.405 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.78 \times 20355.405 = 15810.601 \text{ kN} \geq P_u = 10639.498 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 1.472 = 23275.371 \text{ kN.m} \geq M_u = 15662.799 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

③ 단성설계 : (부재 9, UL022)

【 기둥 : 하부 , 3/7 】

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=1.00$, $\theta=67.580^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	$P_u(\text{kN})$	$M_u(\text{kN.m})$	e(mm)
100.000	1892.196	8511.598	10650.414	1251.283

㉡ 철근비 검토

$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2$, $A_{st} = 80617.50 \text{ mm}^2$, $\rho_{use} = 0.02566$

- 1단 : H29 - 45EA ($A_s=28908.000 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H29 - 45EA ($A_s=28908.000 \text{ mm}^2$), $d_2 = 100.000 \text{ mm}$

- 3단 : H25 - 45EA ($A_s=22801.500 \text{ mm}^2$), $d_3 = 127.000 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0257) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore \text{O.K}$

$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g$, $A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \cdot f_{ck} + 0.01 \cdot f_y) \} = 563980.785 \text{ mm}^2$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉢ 평형하중 산정

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1135.317 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 965.020 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1500907.668 = 34445.831 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 12281.318 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 9351.308 \text{ kN}$

$P_b = 34445.831 + 12281.318 - 9351.308 = 37375.842 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 925.910 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 30085.002 \text{ kN.m}$

$e_b < e \rightarrow$ 인장 파괴 ($e_b = M_b / P_b = 804.932 \text{ mm}$, $e = M_u / P_u = 1251.283 \text{ mm}$)

㉣ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 936.510 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 796.034 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1165753.115 = 26754.034 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 10744.572 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 13147.731 \text{ kN}$

$P_n = 26754.034 + 10744.572 - 13147.731 = 24350.875 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 934.618 + \sum (C_{si} \cdot d_i) + \sum (T_{si} \cdot d_i) = 30469.586 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n / P_n (= 1251.273)| = 0.0098 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉤ 축방향력 및 휨에대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{ 0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st} \} = 81997.104 \text{ kN} \geq P_n = 24350.875 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 1.00 \times 24350.875 = 24350.875 \text{ kN} \geq P_u = 8511.598 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 1.251 = 30469.825 \text{ kN.m} \geq M_u = 10650.414 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

④ 편심최대 : (부재 9, UE014)

【 기둥 : 하부 , 5/7 】

㉠설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$, $\theta=68.403^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1892.196	8086.018	14858.040	1837.498

㉡ 철근비 검토

$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2$, $A_{st} = 80617.50 \text{ mm}^2$, $P_{use} = 0.02566$

- 1단 : H29 - 45EA ($A_s=28908.000 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H29 - 45EA ($A_s=28908.000 \text{ mm}^2$), $d_2 = 100.000 \text{ mm}$

- 3단 : H25 - 45EA ($A_s=22801.500 \text{ mm}^2$), $d_3 = 127.000 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0257) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore \text{O.K}$

$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g$, $A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \times f_{ck} + 0.01 \times f_y) \} = 535781.739 \text{ mm}^2$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉢ 평형하중 산정

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1135.317 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 965.020 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1500907.668 = 34445.831 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 12281.318 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 9351.308 \text{ kN}$

$P_b = 34445.831 + 12281.318 - 9351.308 = 37375.842 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 925.910 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 30085.002 \text{ kN.m}$

$e_b < e \rightarrow$ 인장 파괴 ($e_b = M_b / P_b = 804.932 \text{ mm}$, $e = M_u / P_u = 1837.498 \text{ mm}$)

㉣ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 798.610 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 678.818 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 939688.174 = 21565.844 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 9618.155 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 15363.639 \text{ kN}$

$P_n = 21565.844 + 9618.155 - 15363.639 = 15820.360 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 942.004 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 29069.930 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n / P_n (= 1837.501)| = 0.0034 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉤ 강도감소계수(Φ) 산정

$d_t = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm}$

$c = 798.610 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 678.818 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 798.61) / 798.61 = 0.00414$

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.00500$ 이므로 변화구간단면이며, $\Phi = 0.81$ 를 적용한다.

$\Phi = 0.700 + (0.0041 - 0.0020) \times (0.850 - 0.700) / (0.00500 - 0.00200) = 0.807$

㉥ 축방향력 및 휨에대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 81997.104 \text{ kN} \geq P_n = 15820.360 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.81 \times 15820.360 = 12764.977 \text{ kN} \geq P_u = 8086.018 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 1.837 = 23455.616 \text{ kN.m} \geq M_u = 14858.040 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

⑤ 모멘트최대 : (부재 9, UL007)

【 기둥 : 하부 , 6/7 】

㉠설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$, $\theta=89.320^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1892.196	12560.364	20550.615	1636.148

㉡ 철근비 검토

$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2$, $A_{st} = 80617.50 \text{ mm}^2$, $P_{use} = 0.02566$

- 1단 : H29 - 45EA ($A_s=28908.000 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H29 - 45EA ($A_s=28908.000 \text{ mm}^2$), $d_2 = 100.000 \text{ mm}$

- 3단 : H25 - 45EA ($A_s=22801.500 \text{ mm}^2$), $d_3 = 127.000 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0257) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore \text{O.K}$

$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g$, $A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \times f_{ck} + 0.01 \times f_y) \} = 832253.114 \text{ mm}^2$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉢ 평형하중 산정

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1135.317 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 965.020 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1500907.668 = 34445.831 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 12281.318 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 9351.308 \text{ kN}$

$P_b = 34445.831 + 12281.318 - 9351.308 = 37375.842 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 925.910 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 30085.002 \text{ kN.m}$

$e_b < e \rightarrow$ 인장 파괴 ($e_b = M_b / P_b = 804.932 \text{ mm}$, $e = M_u / P_u = 1636.148 \text{ mm}$)

㉣ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 835.488 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 710.165 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 999382.810 = 22935.835 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 9911.477 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 14785.264 \text{ kN}$

$P_n = 22935.835 + 9911.477 - 14785.264 = 18062.049 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 939.932 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 29552.295 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n / P_n (= 1636.154)| = 0.0060 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉤ 강도감소계수(Φ) 산정

$d_t = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm}$

$c = 835.488 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 710.165 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 835.49) / 835.49 = 0.00382$

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.00500$ 이므로 변화구간단면이며, $\Phi = 0.79$ 를 적용한다.

$\Phi = 0.700 + (0.0038 - 0.0020) \times (0.850 - 0.700) / (0.00500 - 0.00200) = 0.791$

㉦ 축방향력 및 휨에대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 81997.104 \text{ kN} \geq P_n = 18062.049 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.79 \times 18062.049 = 14289.214 \text{ kN} \geq P_u = 12560.364 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 1.636 = 23379.270 \text{ kN.m} \geq M_u = 20550.615 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

⑥ 편심최대 : (부재 9, UE020)

【 기둥 : 하부 , 7/7 】

㉠설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$, $\theta=74.433^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1892.196	9523.793	19545.603	2052.292

㉡ 철근비 검토

$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2$, $A_{st} = 80617.50 \text{ mm}^2$, $P_{use} = 0.02566$

- 1단 : H29 - 45EA ($A_s=28908.000 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H29 - 45EA ($A_s=28908.000 \text{ mm}^2$), $d_2 = 100.000 \text{ mm}$

- 3단 : H25 - 45EA ($A_s=22801.500 \text{ mm}^2$), $d_3 = 127.000 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0257) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore \text{O.K}$

$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g$, $A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \times f_{ck} + 0.01 \times f_y) \} = 631049.099 \text{ mm}^2$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉢ 평형하중 산정

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1135.317 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 965.020 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1500907.668 = 34445.831 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 12281.318 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 9351.308 \text{ kN}$

$P_b = 34445.831 + 12281.318 - 9351.308 = 37375.842 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 925.910 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 30085.002 \text{ kN.m}$

$e_b < e \rightarrow$ 인장 파괴 ($e_b = M_b / P_b = 804.932 \text{ mm}$, $e = M_u / P_u = 2052.292 \text{ mm}$)

㉣ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 767.939 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 652.748 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 890546.565 = 20438.044 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 9339.279 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 15841.647 \text{ kN}$

$P_n = 20438.044 + 9339.279 - 15841.647 = 13935.676 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 943.779 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 28600.078 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n / P_n (= 2052.292)| = 0.0003 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉤ 강도감소계수(Φ) 산정

$d_t = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm}$

$c = 767.939 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 652.748 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 767.94) / 767.94 = 0.00442$

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.00500$ 이므로 변화구간단면이며, $\Phi = 0.82$ 를 적용한다.

$\Phi = 0.700 + (0.0044 - 0.0020) \times (0.850 - 0.700) / (0.00500 - 0.00200) = 0.821$

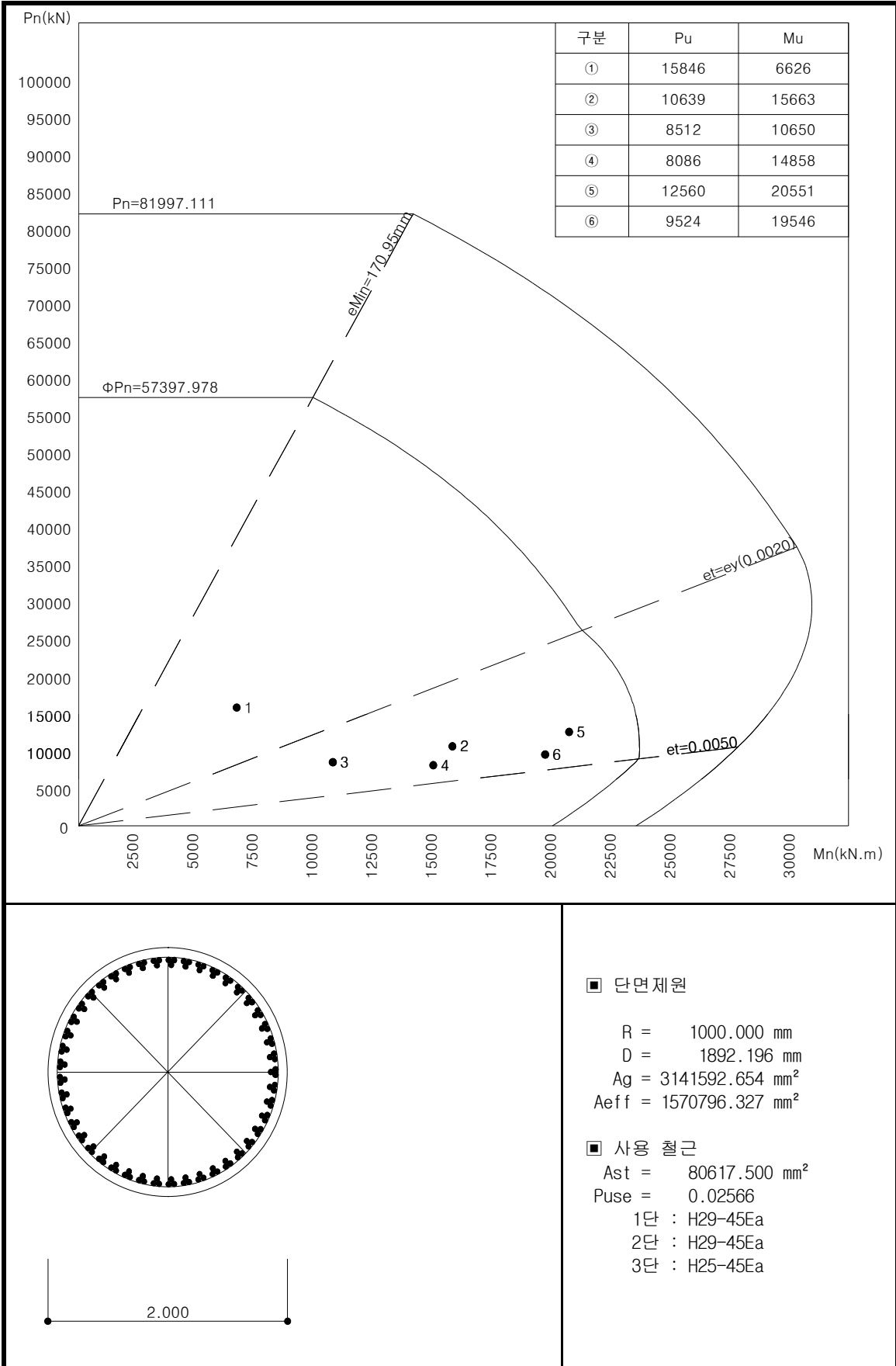
㉥ 축방향력 및 휨에대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 81997.104 \text{ kN} \geq P_n = 13935.676 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.82 \times 13935.676 = 11442.905 \text{ kN} \geq P_u = 9523.793 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 2.052 = 23484.180 \text{ kN.m} \geq M_u = 19545.603 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

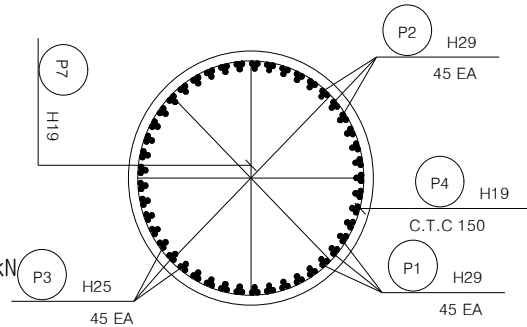
4) PM 상관도



9.4 상시 전단설계

(1) 기둥에 발생하는 최대전단력 : UL005 MAX, 『기둥부재력 집계』 참조

교축방향 $V = 0.000 \text{ kN}$
 교축직각방향 $V = 1196.388 \text{ kN}$
 합성전단력 $V = 1196.388 \text{ kN}$
 축방향력 $P = 13955.603 \text{ kN}$



(2) 공칭전단력 $V_n = V_c + V_s$ ($\phi = 0.80$)

$$V_n = V_{\max} / \phi = 1196.388 / 0.80 = 1495.485 \text{ kN}$$

(3) 압축부재에 의한 콘크리트 전단 V_c 및 필요철근 전단 V_s

① 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 d

$$h = 2000.000 \text{ mm} \quad d' = 107.804 \text{ mm}$$

$$Z_s = \sum (\text{인장철근들의 면적} \times \text{거리}) / \sum (\text{면적})$$

$$= 586.088 \text{ mm}$$

$$d = h/2 + Z_s$$

$$= 2000.000/2 + 586.088$$

$$= 1586.088 \text{ mm}$$

② 압축부재의 콘크리트 전단력 V_c

$$V_c = 1/6 \times (1 + N_u / 14A_g) \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 1/6 \times \{ 1 + 13955.603 \times 1000 / (14 \times 3141592.654) \} \times \sqrt{27.0}$$

$$\times 2000.000 \times 1586.088$$

$$= 3618.868 \text{ kN}$$

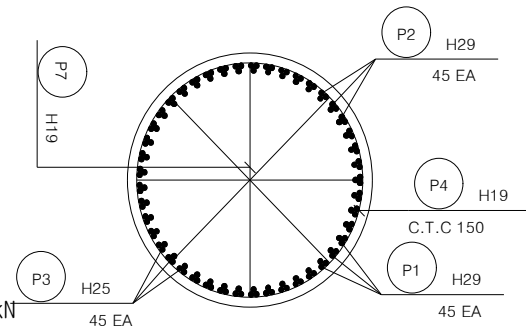
③ 필요철근 전단력 V_s

$$V_c/2 = 1809.434 \text{ kN} \geq V_n \leq V_c = 3618.868 \quad \therefore \text{전단 철근 필요 없음}$$

9.5 지진시 전단설계

(1) 기동에 발생하는 최대전단력 : ULB22 MAX, 『기동부재력 집계』 참조

교축방향 $V = 1137.140 \text{ kN}$
 교축직각방향 $V = 615.500 \text{ kN}$
 합성전단력 $V = 1293.030 \text{ kN}$
 축방향력 $P = 8511.598 \text{ kN}$



(2) 공칭전단력 $V_n = V_c + V_s$ ($\Phi = 1.00$)

$$V_n = V_{\max} / \Phi = 1293.030 / 1.00 = 1293.030 \text{ kN}$$

(3) 압축부재에 의한 콘크리트 전단 V_c 및 필요철근 전단 V_s

① 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 d

$$h = 2000.000 \text{ mm} \quad d' = 107.804 \text{ mm}$$

$$Z_s = \frac{\sum (\text{인장철근들의 면적} \times \text{거리})}{\sum (\text{면적})}$$

$$= 586.088 \text{ mm}$$

$$d = h/2 + Z_s$$

$$= 2000.000/2 + 586.088$$

$$= 1586.088 \text{ mm}$$

② 압축부재의 콘크리트 전단력 V_c

$$V_c = 1/6 \times (1 + P_u / 14A_g) \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 1/6 \times \{ 1 + 8511.598 \times 1000 / (14 \times 3141592.654) \} \times \sqrt{27.0}$$

$$\times 2000.000 \times 1586.088$$

$$= 3278.830 \text{ kN}$$

③ 필요철근 전단력 V_s

$$V_c/2 = 1639.415 \text{ kN} > V_n = 1293.030 \text{ kN} \quad \therefore \text{전단철근 불필요}$$

9.6 기둥의 횡방향 철근 간격 검토

① 단부구역과 소성힌지구역의 심부구속 철근의 설치 [도로교설계기준 6.8.3.2]

캔틸레버로 거동하는 기둥의 하단과 골조로 거동하는 기둥의 하단과 상단을 단부구역으로 한다.

단부구역의 길이는 기둥의 최대 단면치수, 기둥 순높이의 1/6,

450mm 중 가장 큰 값 이상이어야 한다.

$$- \text{기둥의 최대단면치수 } D = 2000.0 \text{ mm}$$

$$- \text{기둥 순높이의 } 1/6 = 4400.0 / 6 = 733.3 \text{ mm}$$

$$\therefore 2000.0 \text{ mm} = 2.000 \text{ m}$$

② 단부구역 및 소성힌지구역의 횡방향철근의 간격 [도로교설계기준 6.8.3.3]

횡방향철근의 간격은 부재최소단면치수의 1/4, 축방향 철근지름의 6배 이하이어야 한다.

$$- \text{기둥의 최소단면치수 } D / 4 = 2000.0 / 4 = 500.0 \text{ mm}$$

$$- \text{축방향 철근지름 } 6 \times d = 6 \times 29.0 = 174.0 \text{ mm}$$

$$\therefore 174.0 \text{ mm} = 0.174 \text{ m}$$

③ 심부구속 및 단부구역의 횡방향 철근의 설치 [도로교설계기준 6.8.3.3]

심부구속 및 단부구역의 횡방향 철근은 인접부재와의 연결면으로부터 기둥 치수의

0.5배까지 연장해서 설치해야 하나 그 길이가 380 mm 작아서는 안된다.

$$- \text{기둥 치수의 0.5배 이상 연장} : 0.5 \times D = 1000.0 \text{ mm}$$

$$\therefore 1000.0 \text{ mm} = 1.000 \text{ m}$$

④ 단부구역 이외의 위치에서 겹침이음 적용시 횡방향 철근의 간격 [도로교설계기준 6.8.3.3]

$$- \text{기둥의 최소단면치수 } D / 4 = 2000.0 / 4 = 500.0 \text{ mm}$$

$$- 100.0 \text{ mm}$$

$$\therefore 500.0 \text{ mm} = 0.500 \text{ m}$$

10. 기 초 설 계

10.1 교축직각방향

1) 기초 안정검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vx(kN)	My(kN)	$\Sigma V(kN)$	Mr (kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
SV017	10735.079	1036.394	11903.200	12847.579	41754.632	13975.988	축력최대
SV021	9661.818	1036.394	15569.764	11774.318	38266.534	17642.552	모멘트최대
SV021	9661.818	1036.394	15569.764	11774.318	38266.534	17642.552	편심최대
SV022	8511.598	1437.003	11943.411	10624.098	34528.319	14817.416	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

$$\Sigma V = P + W, \quad W = 6.500 \times 6.500 \times 2.000 \times 25.000 = 2112.500 \text{ kN}$$

$$Mr = \Sigma V \times B/2, \quad B = 6.500 \text{ m}$$

$$My = M + P \times e, \quad e = -0.000 \text{ m}$$

$$Mo = |My + Vx \times h|, \quad h = 2.000 \text{ mm}$$

※ 말뚝검토시의 모멘트는 $Mc = \Sigma V \times e$ 를 적용한다, $e = B/2 - (Mr-Mo)/\Sigma V$

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

※ 기둥축과 기초축 사이의 회전각 α 에 대하여 기둥부재력을 삼각함수에의해 환산하여 적용 한다.

$$\text{적용부재력} = \text{축방향력} \times \sin \alpha + \text{축직각방향력} \times \cos \alpha \quad ; \quad \alpha = 25.0^\circ$$

② 전도에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

③ 활동에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

④ 지지력에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

■ 확대기초 두께에 대한 강체 검토 : [도로교 설계기준 5.4.5.2]

- 확대기초는 부재로서 필요한 두께를 확보함과 동시에 강체로서 취급되는 두께를 가져야함을 원칙으로 한다.
- 확대기초에 대한 강체로서의 취급여부는 지반반력 및 말뚝반력에 미치는 확대기초의 강성의 영향을 고려하여 판정하는 것으로서, 일반적으로 다음의 식을 만족할 때 강체로 취급할 수 있다.

$$\beta \lambda \leq 1.0$$

여기서

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{3 \cdot k}{E \cdot h^3}} (m^{-1})$$

k : kv - 직접기초인 경우, kp - 말뚝기초인 경우

kp : 환산지반반력계수 (kN/m³)

$$= 321949.091 \times 25 / (6.500 \times 6.500) = 190502.421 \text{ kN/m}^3$$

$$k_p = k_v \cdot \frac{n \cdot m}{L \cdot B}$$

Kv : 개 말뚝의 축방향 스프링정수 (= 321949.091 kN/m), 『말뚝계산』 참조

L : 확대기초의 길이 (= 6.500 m)

B : 확대기초의 폭 (= 6.500 m)

n*m : 말뚝의 개수 (= 25 본)

E : 확대기초의 탄성계수 (= 27804000.000 kN/m²)

h : 확대기초의 평균두께 (= 2.000 m)

λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

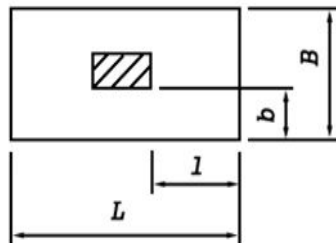
$$\beta = \sqrt[4]{\{(3 \times 190502.421) / (27804000.000 \times 2.000^3)\}} = 0.225 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

★ 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우

$$\lambda = \max(l, b) = \max(2.250, 2.250) = 2.250$$

다만, $l \geq L/20$ 이면 $l = L/2 = 3.250$

$b \geq B/20$ 이면 $b = B/2 = 3.250$



$$\beta \lambda = 0.225 \times 2.250 = 0.507 \leq 1.0, \therefore O.K$$

2) 기초 단면검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vx(kN)	My(kN)	ΣV (kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
UL001	15845.562	465.653	5866.881	18591.812	60423.389	6798.187	축력최대
UL021	12077.273	1295.492	19462.204	14717.898	47833.169	22053.189	모멘트최대
UE021	9523.793	1295.492	18759.677	11530.668	37474.671	21350.662	편심최대
UL022	8511.598	1437.003	11943.411	10624.098	34528.319	14817.416	지진시
SV017	10735.079	1036.394	11903.200	12847.579	41754.632	13975.988	축력최대
SV021	9661.818	1036.394	15569.764	11774.318	38266.534	17642.552	모멘트최대
SV021	9661.818	1036.394	15569.764	11774.318	38266.534	17642.552	편심최대
SV022	8511.598	1437.003	11943.411	10624.098	34528.319	14817.416	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

$$\Sigma V = P + W, \quad W = 6.500 \times 6.500 \times 2.000 \times 25.000 \times \text{하중계수}$$

$$M_r = \Sigma V \times B/2, \quad B = 6.500 \text{ m}$$

$$M_y = M + P \times e, \quad e = -0.000 \text{ m}$$

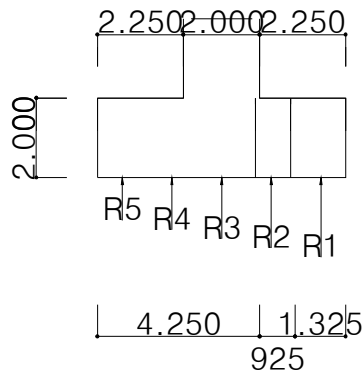
$$M_o = |M_y + V_x \times h|, \quad h = 2.000 \text{ mm}$$

※ 말뚝검토시의 모멘트는 $M_c = \Sigma V \times e$ 를 적용한다, $e = B/2 - (M_r - M_o)/\Sigma V$

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

※ 기둥축과 기초축 사이의 회전각 α 에 대하여 기둥부재력을 삼각함수에의해 환산하여 적용 한다
 적용부재력 = 축방향력 $\times \sin \alpha$ + 축직각방향력 $\times \cos \alpha$; $\alpha = 25.0^\circ$

② 기초의 단면력 계산



$$R1 = R_{u1} \times 5\text{본}$$

$$R2 = R_{u2} \times 5\text{본}$$

$$R3 = R_{u3} \times 5\text{본}$$

$$R4 = R_{u4} \times 5\text{본}$$

$$R5 = R_{u5} \times 5\text{본}$$

구 분	R1	R2	R3	R4	R5
SV017	4874.511	3722.013	2569.516	1417.018	264.521
SV021	5206.555	3780.709	2354.864	929.018	-496.828
SV021	5206.555	3780.709	2354.864	929.018	-496.828
SV022	4571.493	3348.156	2124.82	901.483	-321.854
UL001	4831.348	4274.855	3718.362	3161.87	2605.377
UL021	6508.194	4725.887	2943.58	1161.273	-621.034
UE021	5765.999	4036.066	2306.134	576.201	-1153.731
UL022	4571.493	3348.156	2124.82	901.483	-321.854

㉠ 기초자중에 의한 단면력

$$V_b = 1.325 \times 2.000 \times 6.500 \times 25.000$$

$$= 430.625 \text{ kN}$$

$$Ma = 2.364 \times 2.000 \times 6.500 \times 25.000 \times 2.364/2 = 908.131 \text{ kN.m}$$

㉞ 말뚝반력에 의한 단면력

$$Vb = R1$$

$$Ma = R1 \times -1.714 + R2 \times -0.414$$

㉟ 사용하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		사용하중 단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)	
SV017	4874.511	9895.825	4443.886	8987.694	
SV021	5206.555	10489.249	4775.930	9581.118	
SV021	5206.555	10489.249	4775.930	9581.118	
SV022	4571.493	9221.676	4140.868	8313.545	

※ 사용하중단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력

㊱ 계수하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		계수단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)	
UL001	4831.348	10050.720	4271.535	8870.151	
UL021	6508.194	13111.561	5969.912	11976.398	
UE021	5765.999	11553.853	5356.905	10691.129	
UL022	4571.493	9221.676	4140.868	8313.545	

※ 계수단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력 x 사하중계수

1) 단면 검토 : 교각-지점부

★ 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.80$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
6500.0	2000.0	1850.0	150.0	11976.4	5969.9

★ 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 32762.400 \times 400.00 = 13104960.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 6500.000 = 149175.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 87.850 \text{ mm, } c = 87.850 / \beta_1 = 87.850 / 0.85 = 103.352 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1850.00 - 103.352) / 103.352 = 0.05070$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 19310.621 \text{ mm}^2$$

★ 사용철근량 = 32762.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm) , [사용률 = 1.697]

1단 : H29 - 51.0 EA (= 32762.4 mm²)

★ 철근비 검토

$$A_{s,temp} = 0.0015 \times 6500.0 \times 1200.0 = 11700.000 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,req} = 19310.621 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{min} = \text{Max}(19310.621, 11700.000) / b d = 0.00161$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00272$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

★ 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 87.850 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 32762.400 \times 400 \times (1850.00 - a/2) = 20118.262 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 11976.398 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K} \quad [\text{안전률 } 1.680]$$

★ 전단에 대한 검토 ($d = 1850.00 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 6500.00 \times 1850.00 = 8331.164 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 5969.912 \text{ kN}) , \text{ 전단보강 불필요.}$$

- 수평철근 검토

★ 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

단, 단위M당 1800 mm² 이하

사용철근량 : H25 - 53 EA

$$H22 - 27 EA = 37306.800 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 0.0015 \times 2000.0 \times 6500.0 = 19500.0 \text{ mm}^2 < 37306.8 \text{ mm}^2$$

$$(37306.800 / 6.500) = 5739.508 \text{ mm}^2 > (1800 \text{ mm}^2)$$

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 : H22 - 27 EA

$$= 10451.700 \text{ mm}^2$$

필요철근량 : 300.000 mm²

$$< 10451.700 \text{ mm}^2 \quad \therefore 0.K$$

- 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi / 3)] = 9581.118 \times 1000000 / [32762.400 \times (1850.000 - 327.747 / 3)]$$

$$= 167.998 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s / b + nA_s / b \sqrt{[1 + 2bd / (nA_s)]}$$

$$= -7 \times 32762.400 / 6500.0 + 7 \times 32762.400 / 6500.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 6500.0 \times 1850.0) / (7 \times 32762.400)]}$$

$$= 327.747 \text{ mm}$$

사용철근량 = 32762.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H29 - 51.0 EA (= 32762.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 150.00 - 29 / 2 = 135.50 \text{ mm}$$

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 168.00) - 2.5 \times 135.50 = 130.01 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 168.00) = 375.00 \text{ mm}$$

Sa는 작은 값인 130.01 mm 를 적용

$$S = 6500.00 / 51.0 EA = 127.45 \leq S_a (= 130.01 \text{ mm}) \quad \therefore 0.K$$

10.2 교축방향

1) 기초 안정검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vy(kN)	Mx(kN)	ΣV (kN)	Mr (kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
SVB17	10735.079	822.812	8238.793	12847.579	41754.632	9884.418	축력최대
SVB21	9661.818	822.812	9948.540	11774.318	38266.534	11594.165	모멘트최대
SVB21	9661.818	822.812	9948.540	11774.318	38266.534	11594.165	편심최대
SVB22	8511.598	1476.588	10683.127	10624.098	34528.319	13636.303	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

$$\Sigma V = P + W, \quad W = 6.500 \times 6.500 \times 2.000 \times 25.000 = 2112.500 \text{ kN}$$

$$Mr = \Sigma V \times B/2, \quad B = 6.500 \text{ m}$$

$$Mx = M + P \times e, \quad e = 0.000 \text{ m}$$

$$Mo = |Mx + Vy \times h|, \quad h = 2.000 \text{ m}$$

※ 말뚝검토시의 모멘트는 $Mc = \Sigma V \times e$ 를 적용한다, $e = B/2 - (Mr - Mo)/\Sigma V$

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

※ 기둥축과 기초축 사이의 회전각 α 에 대하여 기둥부재력을 삼각함수에의해 환산하여 적용 한[
 적용부재력 = 축방향력 $\times \cos \alpha$ + 축직각방향력 $\times \sin \alpha$; $\alpha = 25.0^\circ$

② 전도에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

③ 활동에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

④ 지지력에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

2) 기초 단면검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vy(kN)	Mx(kN)	ΣV (kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
ULB01	15845.562	217.138	2735.772	18591.812	60423.389	3170.047	축력최대
ULB21	12077.273	1028.515	12435.674	14717.898	47833.169	14492.705	모멘트최대
UEB21	9523.793	1028.515	12108.080	11530.668	37474.671	14165.111	편심최대
ULB22	8511.598	1476.588	10683.127	10624.098	34528.319	13636.303	지진시
SVB17	10735.079	822.812	8238.793	12847.579	41754.632	9884.418	축력최대
SVB21	9661.818	822.812	9948.540	11774.318	38266.534	11594.165	모멘트최대
SVB21	9661.818	822.812	9948.540	11774.318	38266.534	11594.165	편심최대
SVB22	8511.598	1476.588	10683.127	10624.098	34528.319	13636.303	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

$$\Sigma V = P + W, \quad W = 6.500 \times 6.500 \times 2.000 \times 25.000 \times \text{하중계수}$$

$$M_r = \Sigma V \times B/2, \quad B = 6.500 \text{ m}$$

$$M_x = M + P \times e, \quad e = 0.000 \text{ m}$$

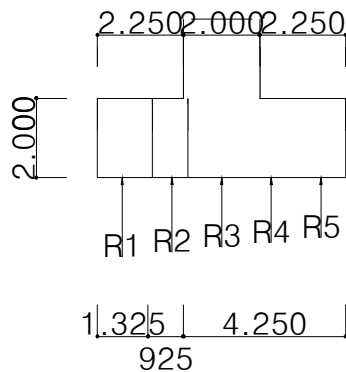
$$M_o = |M_x + V_y \times h|, \quad h = 2.000 \text{ m}$$

※ 말뚝검토시의 모멘트는 $M_c = \Sigma V \times e$ 를 적용한다, $e = B/2 - (M_r - M_o)/\Sigma V$

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

※ 기둥축과 기초축 사이의 회전각 α 에 대하여 기둥부재력을 삼각함수에의해 환산하여 적용 한다
 적용부재력 = 축방향력 $\times \cos \alpha$ + 축직각방향력 $\times \sin \alpha$; $\alpha = 25.0^\circ$

② 기초의 단면력 계산



$$R1 = R_{u1} \times 5\text{본}$$

$$R2 = R_{u2} \times 5\text{본}$$

$$R3 = R_{u3} \times 5\text{본}$$

$$R4 = R_{u4} \times 5\text{본}$$

$$R5 = R_{u5} \times 5\text{본}$$

구 분	R1	R2	R3	R4	R5
SVB17	4218.874	3394.195	2569.516	1744.837	920.158
SVB21	4259.15	3307.007	2354.864	1402.72	450.577
SVB21	4259.15	3307.007	2354.864	1402.72	450.577
SVB22	4403.453	3264.136	2124.82	985.503	-153.814
ULB01	4237.356	3977.859	3718.362	3458.866	3199.369
ULB21	5323.938	4133.759	2943.58	1753.401	563.222
UEB21	4637.646	3471.89	2306.134	1140.377	-25.379
ULB22	4403.453	3264.136	2124.82	985.503	-153.814

㉠ 기초자중에 의한 단면력

$$V_b = 1.325 \times 2.000 \times 6.500 \times 25.000$$

$$= 430.625 \text{ kN}$$

$$Ma = 2.364 \times 2.000 \times 6.500 \times 25.000 \times 2.364/2 = 908.131 \text{ kN.m}$$

㉞ 말뚝반력에 의한 단면력

$$Vb = R1$$

$$Ma = R1 \times 1.714 + R2 \times 0.414$$

㉟ 사용하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		사용하중 단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)	
SVB17	4218.874	8636.346	3788.249	7728.216	
SVB21	4259.150	8669.284	3828.525	7761.154	
SVB21	4259.150	8669.284	3828.525	7761.154	
SVB22	4403.453	8898.871	3972.828	7990.741	

※ 사용하중단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력

㊱ 계수하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		계수단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)	
ULB01	4237.356	8909.662	3677.544	7729.092	
ULB21	5323.938	10836.605	4785.656	9701.442	
UEB21	4637.646	9386.288	4228.553	8523.564	
ULB22	4403.453	8898.871	3972.828	7990.741	

※ 계수단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력 x 사하중계수

1) 단면 검토 : 교축방향

★ 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.80$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
6500.0	2000.0	1850.0	150.0	9701.4	4785.7

★ 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 26855.100 \times 400.00 = 10742040.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 6500.000 = 149175.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 72.010 \text{ mm, } c = 72.010 / \beta_1 = 72.010 / 0.85 = 84.717 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1850.00 - 84.717) / 84.717 = 0.06251$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 15599.960 \text{ mm}^2$$

★ 사용철근량 = 26855.1 mm^2 (철근도심 : 150.0 mm) , [사용률 = 1.721]

1단 : H25 - 53.0 EA (= 26855.1 mm^2)

★ 철근비 검토

$$A_{s,temp} = 0.0015 \times 6500.0 \times 1200.0 = 11700.000 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,req} = 15599.960 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{min} = \text{Max}(15599.960, 11700.000) / b d = 0.00130$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00223$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

★ 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 72.010 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 26855.100 \times 400 \times (1850.00 - a/2) = 16563.107 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 9701.442 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 1.707]}$$

★ 전단에 대한 검토 ($d = 1850.00 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 6500.00 \times 1850.00 = 8331.164 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 4785.656 \text{ kN}) , \text{ 전단보강 불필요.}$$

- 수평철근 검토

★ 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

단, 단위M당 1800 mm² 이하

사용철근량 : H29 - 51 EA

H25 - 26 EA = 45936.600 mm²

필요철근량 : 0.0015 x 2000.0 x 6500.0 = 19500.0 mm² < 45936.6 mm²

(45936.600 / 6.500) = 7067.169 mm² > (1800 mm²)

필요철근량이 1800mm²보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

1800mm²보다 크게 취할 필요가 없다.

∴ 0.K

★ 노출면 300mm² 이상 『도로교설계기준 4.3.9, 철도설계기준 P.254』

사용철근량 : H25 - 26 EA = 13174.200 mm²

필요철근량 : 300.000 mm² < 13174.200 mm² ∴ 0.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi / 3)] = 7761.154 \times 1000000 / [26855.100 \times (1850.000 - 299.475/3)]$$

$$= 165.127 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)}$$

$$= -7 \times 26855.100 / 6500.0 + 7 \times 26855.100 / 6500.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 6500.0 \times 1850.0 / (7 \times 26855.100)}$$

$$= 299.475 \text{ mm}$$

사용철근량 = 26855.1 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H25 - 53.0 EA (= 26855.1 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 150.00 - 25/2 = 137.50 \text{ mm}$$

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 165.13) - 2.5 \times 137.50 = 133.16 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 165.13) = 381.52 \text{ mm}$$

Sa는 작은 값인 133.16 mm 를 적용

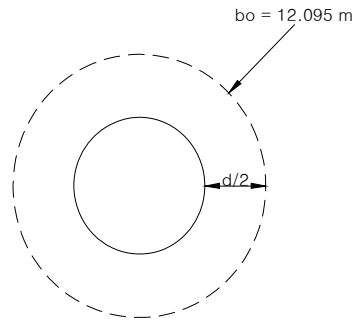
$$S = 6500.00 / 53.0 \text{ EA} = 122.64 \leq S_a (= 133.16 \text{ mm}) \quad \therefore 0.K$$

11. 기초 2방향전단(편칭) 검토

1) 최대 연직하중 (V_u) : -15845.562 kN

2) PUNCHING SHEAR 검토위치 : 기둥전면 $d/2$

3) 위험단면 길이(b_o) = 12.095 m



4) 콘크리트가 부담하는 전단강도

$$\ast \beta_c = 1.000, \quad \alpha_s = 40$$

$$\begin{aligned} \textcircled{1} V_{c1} &= 1/6 \times (1 + 2/\beta_c) \times \sqrt{F_{ck}} \times b_o \times d \\ &= 1/6 \times (1 + 2/1.00) \times \sqrt{27} \times 12.095 \times 1.850 \\ &= 58134.549 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \textcircled{2} V_{c2} &= 1/6 \times (1 + (\alpha_s \cdot d)/(2 \cdot b_o)) \times \sqrt{F_{ck}} \times b_o \times d \\ &= 1/6 \times (1 + (40 \cdot 1.850)/(2 \cdot 12.095)) \times \sqrt{27} \times 12.095 \times 1.850 \\ &= 78657.622 \text{ kN} \end{aligned}$$

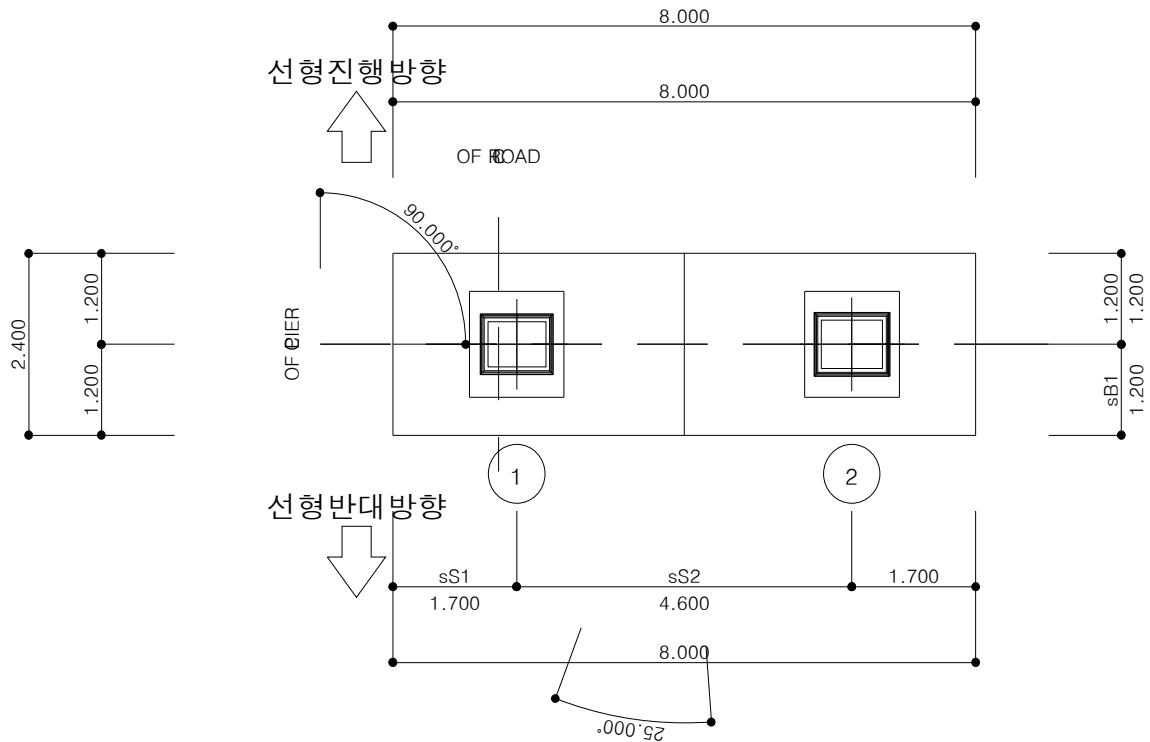
$$\begin{aligned} \textcircled{3} V_{c3} &= 1/3 \times \sqrt{F_{ck}} \times b_o \times d \\ &= 1/3 \times \sqrt{27} \times 12.095 \times 1.850 \\ &= 38756.366 \text{ kN} \end{aligned}$$

----- 이중 작은 값 사용

$$\therefore \text{콘크리트가 부담하는 전단강도} (\phi V_c) = 0.80 \times 38756.366 = 31005.093 \text{ kN}$$

$$\ast \phi V_c > V_u \text{ ----- } 0.K$$

12. 교량 받침부 검토



12.1 받침 연단거리 검토

① 필요 연단거리

- 거더의 경간길이가 100m 이하이므로 $S = 200 + 5.0L$

$$S = 200 + 5.0 \times 60.000 = 500.000 \text{ mm}$$

② 실제 연단거리

구 분	필요연단	받침 규격		연단거리	비 고
		교축방향	직각방향		
1	500.000	595.000	795.000	902.500	0.K
2	500.000	640.000	840.000	880.000	0.K

12.2 최소 받침지지 길이 검토

① 최소 받침지지 길이

: 연속 지점부 이므로 생략한다.

12.3 교량받침 수직력, 수평력 검토

구 분	수직력			수평력		
	허용값	상부반력	비 고	허용값	탄성지진력	비 고
SHOE 1	5000.000	4602.099	0.K	651.400	446.157	0.K
SHOE 2	7000.000	5932.715	0.K	762.900	583.529	0.K

탄성지진력은 응답수정계수(R = 1.0)를 고려한 값이며 내진장치 불필요

12.4 교량받침 보강 철근 검토

① 교량받침에 작용하는 하중

구 분	수직력	수평력		보강범위(mm)		비 고
		교축방향	직각방향	교축방향	직각방향	
1	4602.099	374.403	346.520	1995.000	2295.000	
2	5932.715	530.952	438.744	2040.000	2340.000	

탄성지진력은 응답수정계수(R = 1.0)를 고려한 값

② 교량받침 하면 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	6887.186	10064.600	0.K	6822.361	10064.600	0.K
2	8992.312	10064.600	0.K	8641.611	10064.600	0.K

③ 교량받침 콘크리트 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	2080.017	10724.400	0.K	1925.111	10724.400	0.K
2	2949.732	10724.400	0.K	2437.464	10724.400	0.K

12.5 교량받침 하면 보강 : 교량받침 2

① 교량받침에 작용하는 하중

- 연직하중 : 최대반력

$$P = 5932.715 \text{ kN}$$

- 교축방향 수평하중 : 탄성지진력, 온도변화의 영향

$$Hx1 = 4070.630 \times 0.150 / 1.15 = 530.952 \text{ kN}$$

$$Hx2 = 528.442 / 1.33 = 397.325 \text{ kN}$$

☞ 수평력은 Hx1, Hx2 중 큰 값인 530.952 kN를 적용한다.

- 교축직각방향 수평하중 : 탄성지진력, 풍하중의 영향

$$B/D = 9.170 / 4.790 = 1.914 \quad [1 \leq B/D < 8]$$

$$W1 = [4.0 - 0.2 \times (9.170 / 4.790)] \times 4.790 = 17.3 \text{ kN/m} \geq 6.0 \text{ 이므로}$$

$$Hy1 = 17.326 \times 100.000 / 2 / 2EA / 1.25 = 346.520 \text{ kN}$$

$$Hy2 = 583.529 / 1.33 = 438.744 \text{ kN}$$

☞ 수평력은 Hy1, Hy2 중 큰 값인 438.744 kN를 적용한다.

② 연직하중에 대한 보강

$$\begin{aligned}b_{1x} &= 640.000 \text{ mm} & b_{1y} &= 840.000 \text{ mm} \\b_{2x} &= 1200.000 \text{ mm} & b_{2y} &= 1700.000 \text{ mm} \\bcx &= 2 \times b_{2x} = 2400.000 \text{ mm} < 5 \times b_{1x} = 3200.000 \text{ mm} \\bcy &= 2 \times b_{2y} = 3400.000 \text{ mm} < 5 \times b_{1y} = 4200.000 \text{ mm} \\Asx1 &= 1/4 \times (1 - b_{1x}/bcx) \times P/f_{sa} \\&= 1/4 \times (1 - 640.000/2400.000) \times 5932.715 \times 10^3 / 180.000 \\&= 6042.580 \text{ mm}^2 \\Asy1 &= 1/4 \times (1 - b_{1y}/bcy) \times P/f_{sa} \\&= 1/4 \times (1 - 840.000/3400.000) \times 5932.715 \times 10^3 / 180.000 \\&= 6204.147 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

③ 수평하중에 대한 보강

$$\begin{aligned}Asx2 &= H_x/f_{sa} \\&= 530.952 \times 10^3 / 180.000 \\&= 2949.732 \text{ mm}^2 \\Asy2 &= H_y/f_{sa} \\&= 438.744 \times 10^3 / 180.000 \\&= 2437.464 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

④ 철근 보강 범위

- 교축직각방향 철근보강 범위
$$B_{xo} = b_{1x} + b_{2y} = 640.000 + 1700.000 = 2340.000 \text{ mm}$$
- 교축방향 철근보강 범위
$$B_{yo} = b_{1y} + b_{2x} = 840.000 + 1200.000 = 2040.000 \text{ mm}$$

⑤ 철근량 산정

- 교축직각방향
$$\begin{aligned}As_y &= As_{y1} + As_{y2} = 6204.147 + 2437.464 = 8641.611 \text{ mm}^2 \\B_{xo} &= 2340.000 \text{ mm 범위내에서 H25 - 22 EA} \\As &= 506.700 \times 22 = 11147.400 \text{ mm}^2 \quad \therefore 0.K\end{aligned}$$
- 교축방향
$$\begin{aligned}As_x &= As_{x1} + As_{x2} = 6042.580 + 2949.732 = 8992.312 \text{ mm}^2 \\B_{yo} &= 2040.000 \text{ mm 범위내에서 H25 - 22 EA} \\As &= 506.700 \times 22 = 11147.400 \text{ mm}^2 \quad \therefore 0.K\end{aligned}$$

12.6 교량받침 콘크리트 보강 : 교량받침 2

① 교축직각방향

$$\begin{aligned}As_2 &= H_y/f_{sa} = 438.744 \times 10^3 / 180.000 = 2437.464 \text{ mm}^2 \\&\text{사용철근 : H16 - 26 EA + H16 - 28 EA} \\As &= 198.600 \times 26 + 198.600 \times 28 = 10724.400 \text{ mm}^2 \quad \therefore 0.K\end{aligned}$$

② 교축방향

$$\begin{aligned}As_1 &= H_x/f_{sa} = 530.952 \times 10^3 / 180.000 = 2949.732 \text{ mm}^2 \\&\text{사용철근 : H16 - 26 EA + H16 - 28 EA} \\As &= 198.600 \times 26 + 198.600 \times 28 = 10724.400 \text{ mm}^2 \quad \therefore 0.K\end{aligned}$$

13. PILE 교축직각방향 검토

1) 설계조건

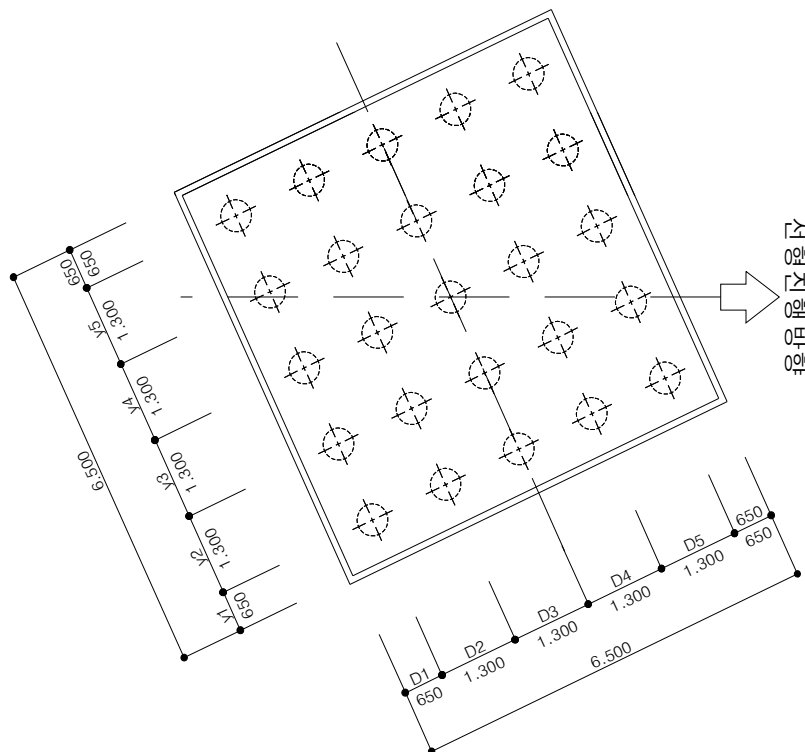
① 말뚝의 제원

말뚝 종류	직경(mm)	두께(mm)	종별	길이(m)
내부굴착PC-PHC말뚝	500	80	A	11.000

※ 말뚝길이는 기초평면에 묻힌 100mm는 제외한 길이로 계산한다.

콘크리트 설계기준강도	$f_{ck} = 80.0 \text{ MPa}$
콘크리트 탄성계수	$E_p = 40000.0 \text{ MPa}$
유효프리스트레스(본체)	$f_{ce1} = 4.10 \text{ MPa}$
유효프리스트레스(두부)	$f_{ce2} = 0.00 \text{ MPa}$
콘크리트 환산단면적	$A_e = 0.1085 \text{ m}^2$
환산 단면2차모멘트	$I_e = 0.00248 \text{ m}^4$
환산 단면계수	$Z_e = 0.00991 \text{ m}^3$
말뚝 머리의 평균 N치	$N = 17$
말뚝 선단의 평균 N치	$N = 50$
말뚝 선단의 근입깊이	$D_f = 1.0 \text{ m}$
원지반으로부터 돌출된 길이	$h = 0.0 \text{ m}$

② 말뚝의 배치



2) 말뚝도심에서의 작용하중

구 분		Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	비 고
사용하중	COMBO 1	12847.579	1036.394	13975.988	SV017
	COMBO 2	11774.318	1036.394	17642.552	SV021
	COMBO 3	11774.318	1036.394	17642.552	SV021
	COMBO 4	10624.098	1437.003	14817.416	SV022
계수하중	COMBO 1	18591.812	465.653	6798.187	UL001
	COMBO 2	14717.898	1295.492	22053.189	UL021
	COMBO 3	11530.668	1295.492	21350.662	UE021
	COMBO 4	10624.098	1437.003	14817.416	UL022

3) 말뚝의 특성치 계산

① 말뚝의 축방향 스프링정수

$$\begin{aligned} A_p &= A_e &&= 0.1085 \text{ m}^2 \quad ; \text{ 말뚝의 환산단면적} \\ a &= 0.013 \times (L/D) + 0.53 &&= 0.816 \\ K_v &= a \times A_p \times E_p / L &&= 321949.091 \text{ kN/m} \quad ; \text{ 말뚝의 축방향 스프링정수} \end{aligned}$$

② 말뚝의 축직각방향 스프링정수

: $1/\beta$ 가정된 값이 계산된 값과 일치할 때까지 반복 계산

$$B_H = \sqrt{\frac{D}{\beta}} \quad k_{HO} = \frac{1}{0.3} \alpha E_O \quad k_H = k_{HO} \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-\frac{3}{4}}$$

$\alpha = 1$ (평상시), 2 (지진시)

$$E_O = 1000 \times N = 1000 \times 17 = 17000 \text{ kN/m}^2$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$$

가) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 평상시

가정된 $1/\beta$ (m)	계산치 $1/\beta$ (m)	K_h (kN/m ³)
0.500	2.430	22724.39
2.430	2.818	12560.11
2.818	2.858	11881.00
2.858	2.862	11819.25
2.862	2.862	11813.47
2.862	2.862	11812.93
2.862	2.862	11812.88

$$K_h = 11812.88 \text{ kN/m}^3$$

$$\beta = 0.349 \text{ m}^{-1}$$

$$\beta L = 0.349 \times 11.0000 = 3.843 \geq 2.5 \quad \therefore \text{반무한장 말뚝으로 설계한다.}$$

나) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 지진시

가정된 $1/\beta$ (m)	계산치 $1/\beta$ (m)	K_h (kN/m ³)
0.500	2.044	45448.77
2.044	2.332	26806.80
2.332	2.361	25512.34
2.361	2.364	25394.24
2.364	2.364	25383.19
2.364	2.364	25382.16
2.364	2.364	25382.06

$$K_h = 25382.05 \text{ kN/m}^3$$

$$\beta = 0.423 \text{ m}^{-1}$$

$$\beta L = 0.423 \times 11.0000 = 4.653 \geq 2.5 \quad \therefore \text{반무한장 말뚝으로 설계한다.}$$

4) 말뚝의 변위 및 부재력

① 말뚝머리 고정일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	16904.139	30000.005	$4EI \beta^3$	kN/m
K2	24189.697	35458.139	$2EI \beta^2$	kN/rad
K3	24189.697	35458.139	$2EI \beta^2$	kN/rad
K4	69230.550	83818.627	$2EI \beta$	kN.m/rad

나) 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum (K_1 \cos^2 \theta_i + K_v \sin^2 \theta_i)$	422603.5	750000.1
Axy, Ayx	$\sum (K_v - K_1) \sin \theta_i \cos \theta_i$	0.0	0.0
Axa, Aax	$\sum \{(K_v - K_1)x_i \sin \theta_i \cos \theta_i - K_2 \cos \theta_i\}$	-604742.4	-886453.5
Ayy	$\sum (K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)$	8048727.3	8048727.3
Aya, Aay	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i + K_2 \sin \theta_i\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i^2 + (K_2 + K_3)x_i \sin \theta_i + K_4\}$	28935461.9	29300163.8
일반식	$\begin{bmatrix} \delta_x \\ \delta_y \\ \alpha \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} A_{xx} & A_{xy} & A_{xa} \\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya} \\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa} \end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix} H_o \\ V_o \\ M_o \end{bmatrix}$		

구 분	사용하중			구 분	계수하중		
	$\delta x(m)$	$\delta y(m)$	$\alpha(rad)$		$\delta x(m)$	$\delta y(m)$	$\alpha(rad)$
COMBO 1	0.0032405	0.0015962	0.0005507	COMBO 1	0.0014824	0.0023099	0.0002659
COMBO 2	0.0034274	0.0014629	0.0006814	COMBO 2	0.0042843	0.0018286	0.0008517
COMBO 3	0.0034274	0.0014629	0.0006814	COMBO 3	0.0042485	0.0014326	0.0008267
COMBO 4	0.0026069	0.0013200	0.0005846	COMBO 4	0.0026069	0.0013200	0.0005846

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 3.427 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	0.0032405	0.0030281	0.0005507	974.902	41.456	-40.259
	2	0.0032405	0.0023122	0.0005507	744.403	41.456	-40.259
	3	0.0032405	0.0015962	0.0005507	513.903	41.456	-40.259
	4	0.0032405	0.0008803	0.0005507	283.404	41.456	-40.259
	5	0.0032405	0.0001643	0.0005507	52.904	41.456	-40.259
COMBO 2	1	0.0034274	0.0032344	0.0006814	1041.311	41.456	-35.738
	2	0.0034274	0.0023486	0.0006814	756.142	41.456	-35.738
	3	0.0034274	0.0014629	0.0006814	470.973	41.456	-35.738
	4	0.0034274	0.0005771	0.0006814	185.804	41.456	-35.738
	5	0.0034274	-0.0003086	0.0006814	-99.366	41.456	-35.738
COMBO 3	1	0.0034274	0.0032344	0.0006814	1041.311	41.456	-35.738
	2	0.0034274	0.0023486	0.0006814	756.142	41.456	-35.738
	3	0.0034274	0.0014629	0.0006814	470.973	41.456	-35.738
	4	0.0034274	0.0005771	0.0006814	185.804	41.456	-35.738
	5	0.0034274	-0.0003086	0.0006814	-99.366	41.456	-35.738
COMBO 4	1	0.0026069	0.0028399	0.0005846	914.299	57.480	-43.438
	2	0.0026069	0.0020799	0.0005846	669.631	57.480	-43.438
	3	0.0026069	0.0013200	0.0005846	424.964	57.480	-43.438
	4	0.0026069	0.0005600	0.0005846	180.297	57.480	-43.438
	5	0.0026069	-0.0001999	0.0005846	-64.371	57.480	-43.438

- 계수하중 조합

구 분		$\delta x(i)$	$\delta y(i)$	α	$P_n(i)$	$Ph(i)$	$M_t(i)$
COMBO 1	1	0.0014824	0.0030013	0.0002659	966.270	18.626	-17.449
	2	0.0014824	0.0026556	0.0002659	854.971	18.626	-17.449
	3	0.0014824	0.0023099	0.0002659	743.672	18.626	-17.449
	4	0.0014824	0.0019642	0.0002659	632.374	18.626	-17.449
	5	0.0014824	0.0016185	0.0002659	521.075	18.626	-17.449
COMBO 2	1	0.0042843	0.0040430	0.0008517	1301.639	51.820	-44.672
	2	0.0042843	0.0029358	0.0008517	945.177	51.820	-44.672
	3	0.0042843	0.0018286	0.0008517	588.716	51.820	-44.672
	4	0.0042843	0.0007214	0.0008517	232.255	51.820	-44.672
	5	0.0042843	-0.0003858	0.0008517	-124.207	51.820	-44.672
COMBO 3	1	0.0042485	0.0035819	0.0008267	1153.200	51.820	-45.538
	2	0.0042485	0.0025073	0.0008267	807.213	51.820	-45.538
	3	0.0042485	0.0014326	0.0008267	461.227	51.820	-45.538
	4	0.0042485	0.0003579	0.0008267	115.240	51.820	-45.538
	5	0.0042485	-0.0007167	0.0008267	-230.746	51.820	-45.538
COMBO 4	1	0.0026069	0.0028399	0.0005846	914.299	57.480	-43.438
	2	0.0026069	0.0020799	0.0005846	669.631	57.480	-43.438
	3	0.0026069	0.0013200	0.0005846	424.964	57.480	-43.438
	4	0.0026069	0.0005600	0.0005846	180.297	57.480	-43.438
	5	0.0026069	-0.0001999	0.0005846	-64.371	57.480	-43.438

■ 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	2.600	0	974.902	41.456	-40.259	5
	2	1.300	0	744.403	41.456	-40.259	5
	3	0.000	0	513.903	41.456	-40.259	5
	4	-1.300	0	283.404	41.456	-40.259	5
	5	-2.600	0	52.904	41.456	-40.259	5
	계			12847.579	1036.394	13975.988	25
COMBO 2	1	2.600	0	1041.311	41.456	-35.738	5
	2	1.300	0	756.142	41.456	-35.738	5
	3	0.000	0	470.973	41.456	-35.738	5
	4	-1.300	0	185.804	41.456	-35.738	5
	5	-2.600	0	-99.366	41.456	-35.738	5
	계			11774.318	1036.394	17642.552	25
COMBO 3	1	2.600	0	1041.311	41.456	-35.738	5
	2	1.300	0	756.142	41.456	-35.738	5
	3	0.000	0	470.973	41.456	-35.738	5
	4	-1.300	0	185.804	41.456	-35.738	5
	5	-2.600	0	-99.366	41.456	-35.738	5
	계			11774.318	1036.394	17642.552	25
COMBO 4	1	2.600	0	914.299	57.480	-43.438	5
	2	1.300	0	669.631	57.480	-43.438	5
	3	0.000	0	424.964	57.480	-43.438	5
	4	-1.300	0	180.297	57.480	-43.438	5
	5	-2.600	0	-64.371	57.480	-43.438	5
	계			10624.098	1437.003	14817.416	25

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	2.600	0	966.270	18.626	-17.449	5
	2	1.300	0	854.971	18.626	-17.449	5
	3	0.000	0	743.672	18.626	-17.449	5
	4	-1.300	0	632.374	18.626	-17.449	5
	5	-2.600	0	521.075	18.626	-17.449	5
	계			18591.812	465.653	6798.187	25
COMBO 2	1	2.600	0	1301.639	51.820	-44.672	5
	2	1.300	0	945.177	51.820	-44.672	5
	3	0.000	0	588.716	51.820	-44.672	5
	4	-1.300	0	232.255	51.820	-44.672	5
	5	-2.600	0	-124.207	51.820	-44.672	5
	계			14717.898	1295.492	22053.189	25
COMBO 3	1	2.600	0	1153.200	51.820	-45.538	5
	2	1.300	0	807.213	51.820	-45.538	5
	3	0.000	0	461.227	51.820	-45.538	5
	4	-1.300	0	115.240	51.820	-45.538	5
	5	-2.600	0	-230.746	51.820	-45.538	5
	계			11530.668	1295.492	21350.662	25
COMBO 4	1	2.600	0	914.299	57.480	-43.438	5
	2	1.300	0	669.631	57.480	-43.438	5
	3	0.000	0	424.964	57.480	-43.438	5
	4	-1.300	0	180.297	57.480	-43.438	5
	5	-2.600	0	-64.371	57.480	-43.438	5
	계			10624.098	1437.003	14817.416	25

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉔ COMBO 1 : SV017

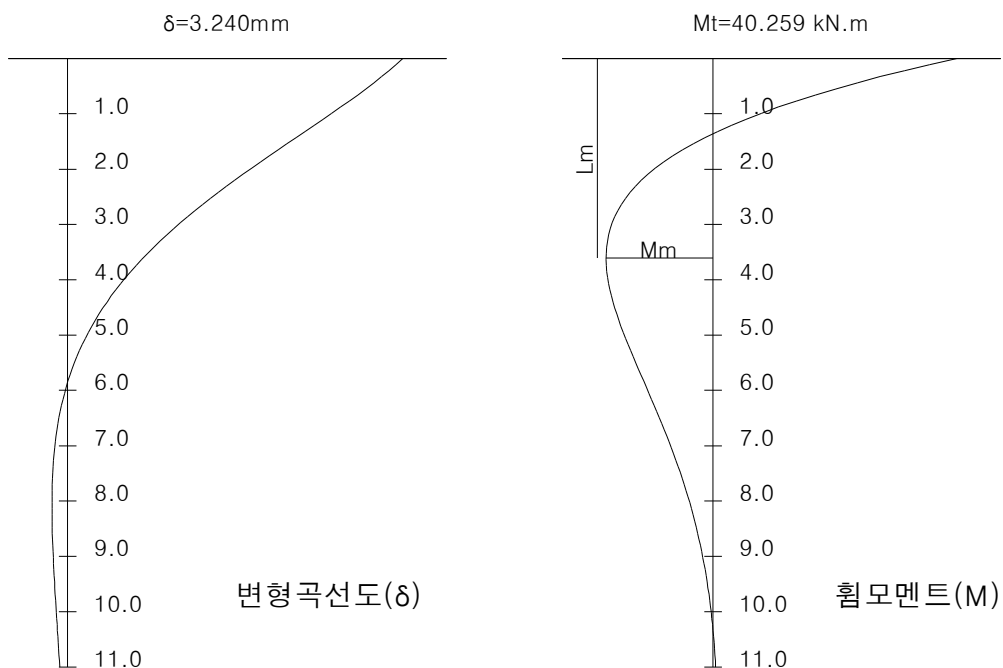
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -17.677 kN.m, 3.606 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.240 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.240 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	40.259	-41.456	3.240	
0.733	14.766	-28.425	2.753	
1.467	-2.005	-17.730	2.181	
2.200	-11.848	-9.522	1.616	
2.933	-16.540	-3.637	1.114	
3.667	-17.669	0.258	0.700	
4.400	-16.550	2.564	0.381	
5.133	-14.198	3.685	0.151	
5.867	-11.346	3.982	-0.002	
6.600	-8.484	3.756	-0.094	
7.333	-5.908	3.238	-0.139	
8.067	-3.764	2.599	-0.152	
8.800	-2.098	1.952	-0.144	
9.533	-0.886	1.366	-0.125	
10.267	-0.070	0.876	-0.101	
11.000	0.426	0.494	-0.076	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉠ COMBO 2 : SV021

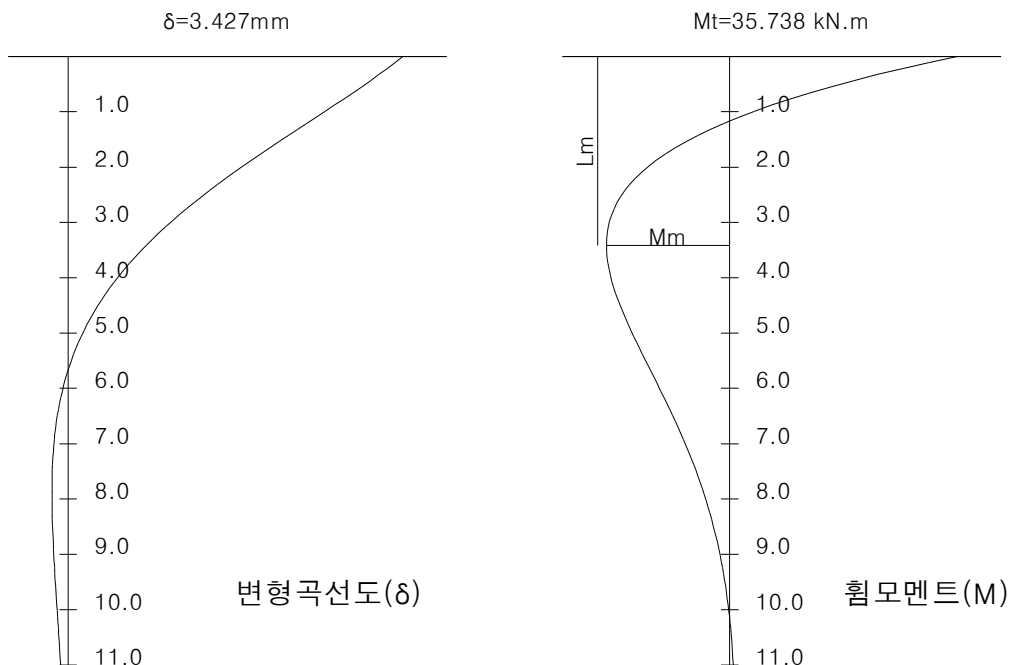
㉡ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -19.375 kN.m, 3.413 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.427 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.427 mm

㉢ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	35.738	-41.456	3.427	
0.733	10.494	-27.805	2.856	
1.467	-5.694	-16.802	2.223	
2.200	-14.812	-8.503	1.618	
2.933	-18.769	-2.668	1.092	
3.667	-19.231	1.098	0.665	
4.400	-17.554	3.243	0.342	
5.133	-14.765	4.198	0.114	
5.867	-11.594	4.344	-0.035	
6.600	-8.516	3.989	-0.120	
7.333	-5.807	3.372	-0.159	
8.067	-3.594	2.659	-0.166	
8.800	-1.903	1.962	-0.153	
9.533	-0.697	1.345	-0.130	
10.267	0.097	0.839	-0.103	
11.000	0.562	0.450	-0.076	

㉣ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 3 : SV021

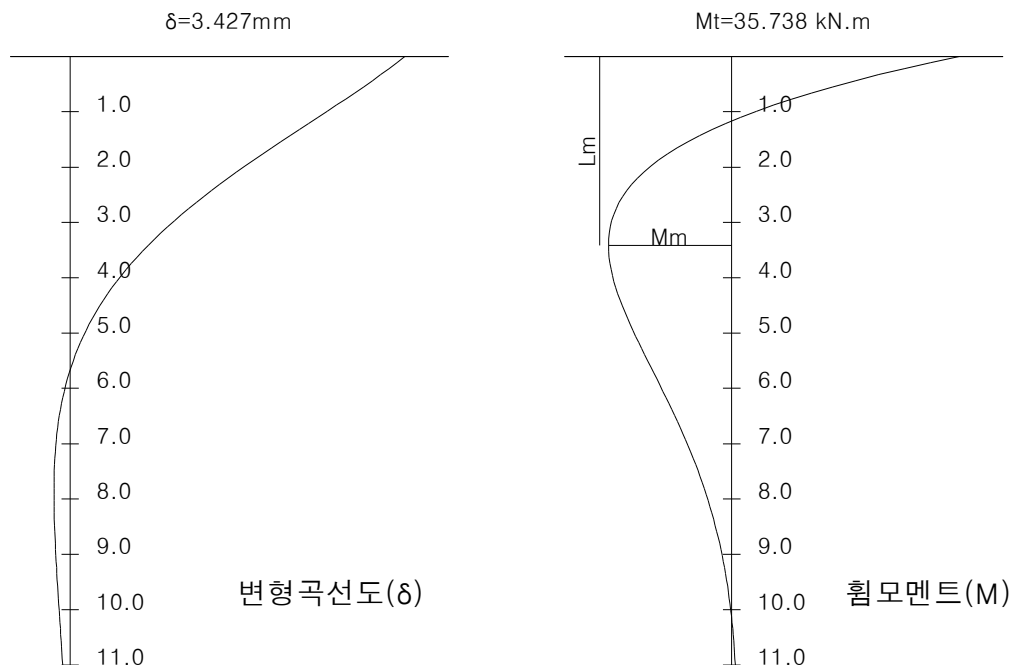
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -19.375 kN.m, 3.413 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.427 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.427 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	35.738	-41.456	3.427	
0.733	10.494	-27.805	2.856	
1.467	-5.694	-16.802	2.223	
2.200	-14.812	-8.503	1.618	
2.933	-18.769	-2.668	1.092	
3.667	-19.231	1.098	0.665	
4.400	-17.554	3.243	0.342	
5.133	-14.765	4.198	0.114	
5.867	-11.594	4.344	-0.035	
6.600	-8.516	3.989	-0.120	
7.333	-5.807	3.372	-0.159	
8.067	-3.594	2.659	-0.166	
8.800	-1.903	1.962	-0.153	
9.533	-0.697	1.345	-0.130	
10.267	0.097	0.839	-0.103	
11.000	0.562	0.450	-0.076	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 4 : SV022

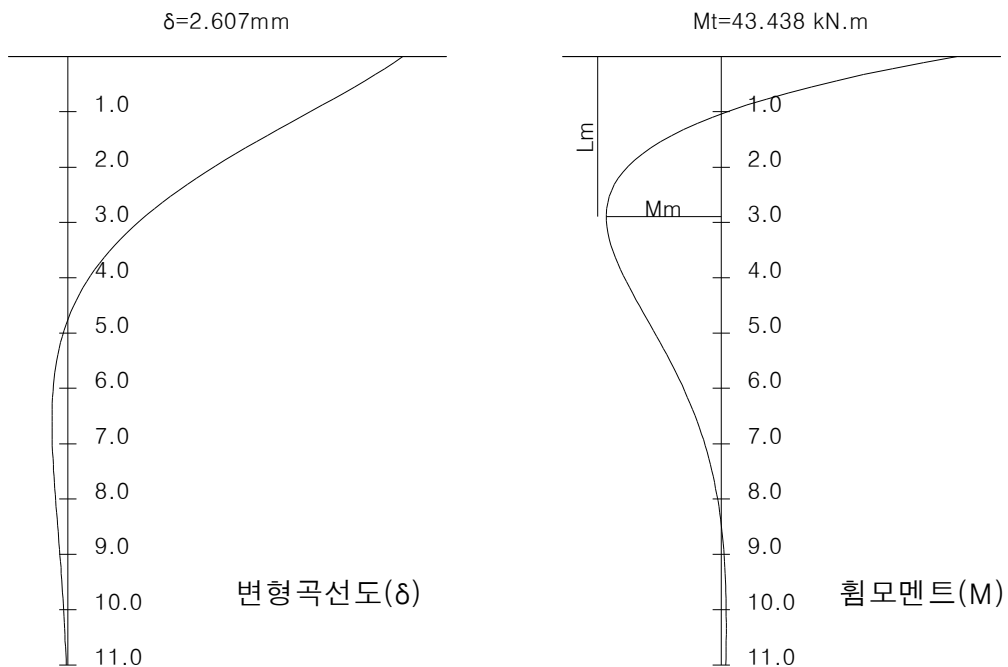
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -21.222 kN.m, 2.895 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.607 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.607 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	43.438	-57.480	2.607	
0.733	9.640	-35.497	2.095	
1.467	-9.894	-18.667	1.523	
2.200	-19.001	-6.982	1.001	
2.933	-21.216	0.286	0.579	
3.667	-19.413	4.154	0.271	
4.400	-15.703	5.647	0.066	
5.133	-11.492	5.653	-0.053	
5.867	-7.605	4.859	-0.109	
6.600	-4.442	3.745	-0.124	
7.333	-2.114	2.618	-0.115	
8.067	-0.564	1.643	-0.094	
8.800	0.349	0.886	-0.069	
9.533	0.791	0.354	-0.046	
10.267	0.917	0.018	-0.027	
11.000	0.855	-0.165	-0.013	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉔ COMBO 1 : UL001

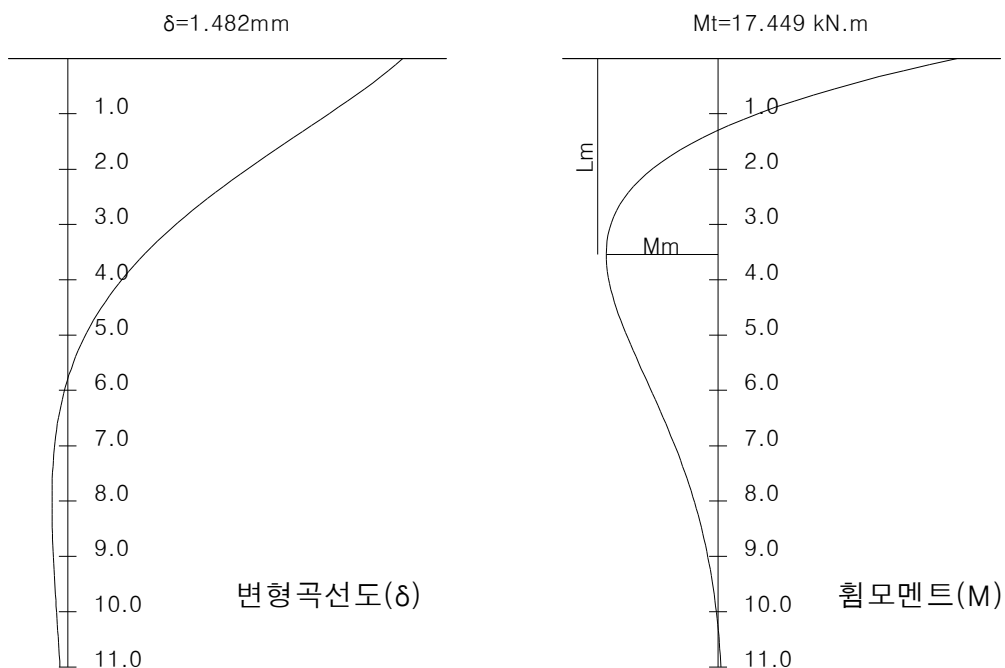
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -8.174 kN.m, 3.544 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.482 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.482 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	17.449	-18.626	1.482	
0.733	6.030	-12.683	1.251	
1.467	-1.423	-7.835	0.986	
2.200	-5.743	-4.134	0.727	
2.933	-7.747	-1.497	0.497	
3.667	-8.160	0.235	0.310	
4.400	-7.578	1.248	0.166	
5.133	-6.459	1.728	0.063	
5.867	-5.133	1.840	-0.006	
6.600	-3.816	1.720	-0.046	
7.333	-2.640	1.474	-0.065	
8.067	-1.667	1.176	-0.070	
8.800	-0.915	0.878	-0.066	
9.533	-0.371	0.611	-0.057	
10.267	-0.008	0.388	-0.046	
11.000	0.211	0.216	-0.034	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 2 : UL021

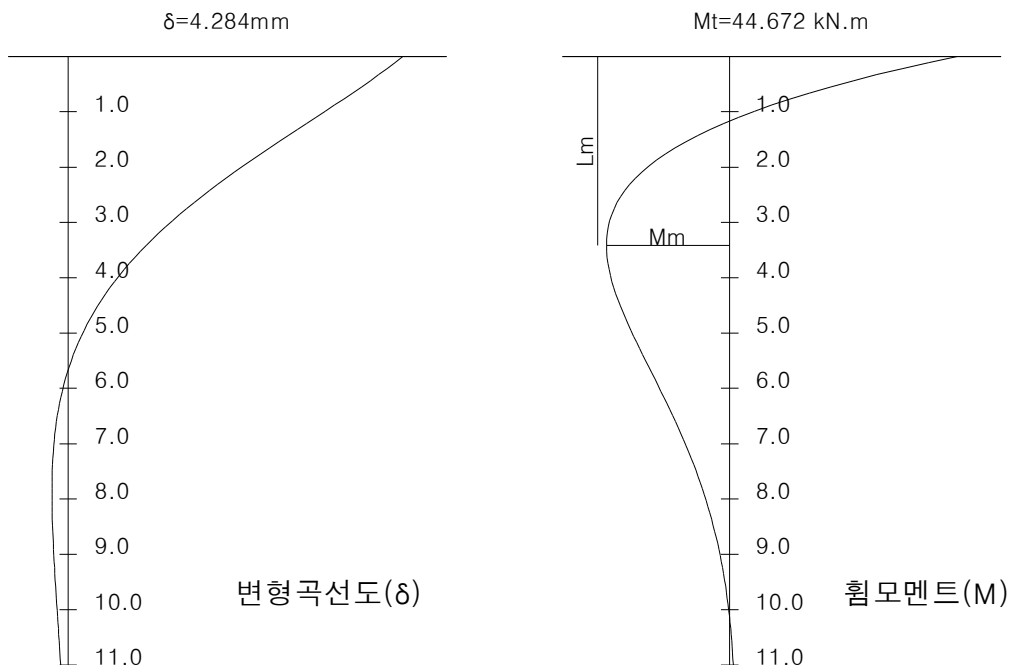
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -24.219 kN.m, 3.413 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.284 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.284 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	44.672	-51.820	4.284	
0.733	13.118	-34.756	3.570	
1.467	-7.117	-21.002	2.779	
2.200	-18.515	-10.629	2.023	
2.933	-23.461	-3.335	1.364	
3.667	-24.039	1.373	0.831	
4.400	-21.942	4.054	0.427	
5.133	-18.456	5.248	0.142	
5.867	-14.492	5.429	-0.043	
6.600	-10.645	4.987	-0.150	
7.333	-7.259	4.214	-0.199	
8.067	-4.492	3.324	-0.208	
8.800	-2.379	2.452	-0.192	
9.533	-0.871	1.681	-0.163	
10.267	0.121	1.048	-0.129	
11.000	0.703	0.563	-0.096	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 3 : UE021

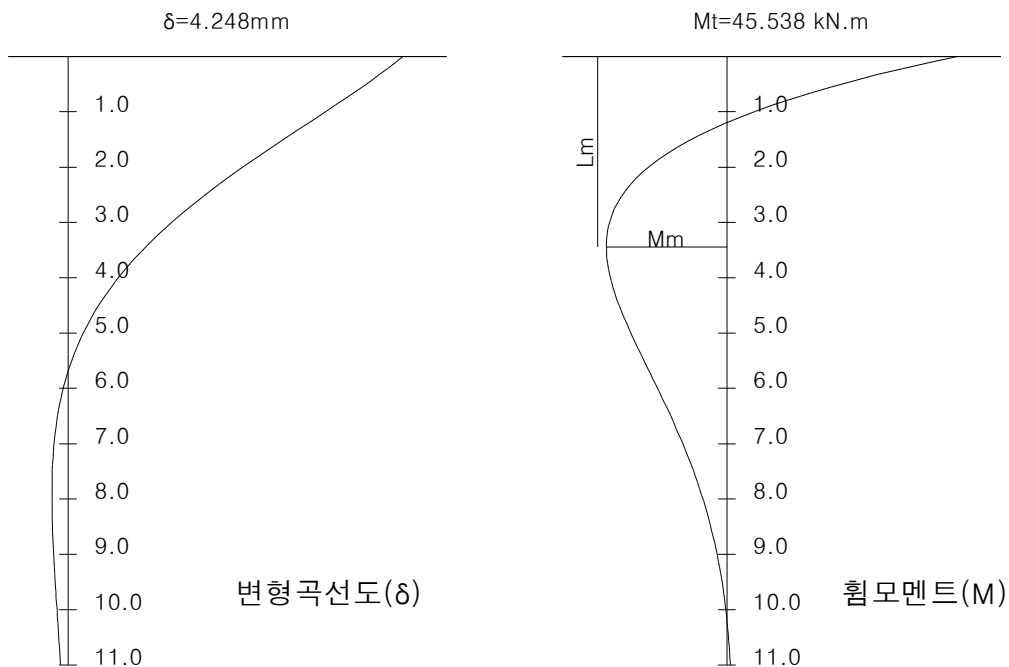
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -23.880 kN.m, 3.442 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.248 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.248 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	45.538	-51.820	4.248	
0.733	13.936	-34.875	3.550	
1.467	-6.411	-21.180	2.771	
2.200	-17.947	-10.824	2.023	
2.933	-23.034	-3.521	1.369	
3.667	-23.740	1.212	0.838	
4.400	-21.750	3.924	0.435	
5.133	-18.348	5.149	0.149	
5.867	-14.445	5.360	-0.037	
6.600	-10.639	4.942	-0.145	
7.333	-7.278	4.189	-0.195	
8.067	-4.525	3.312	-0.205	
8.800	-2.416	2.450	-0.190	
9.533	-0.907	1.685	-0.162	
10.267	0.089	1.055	-0.129	
11.000	0.676	0.571	-0.096	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 4 : UL022

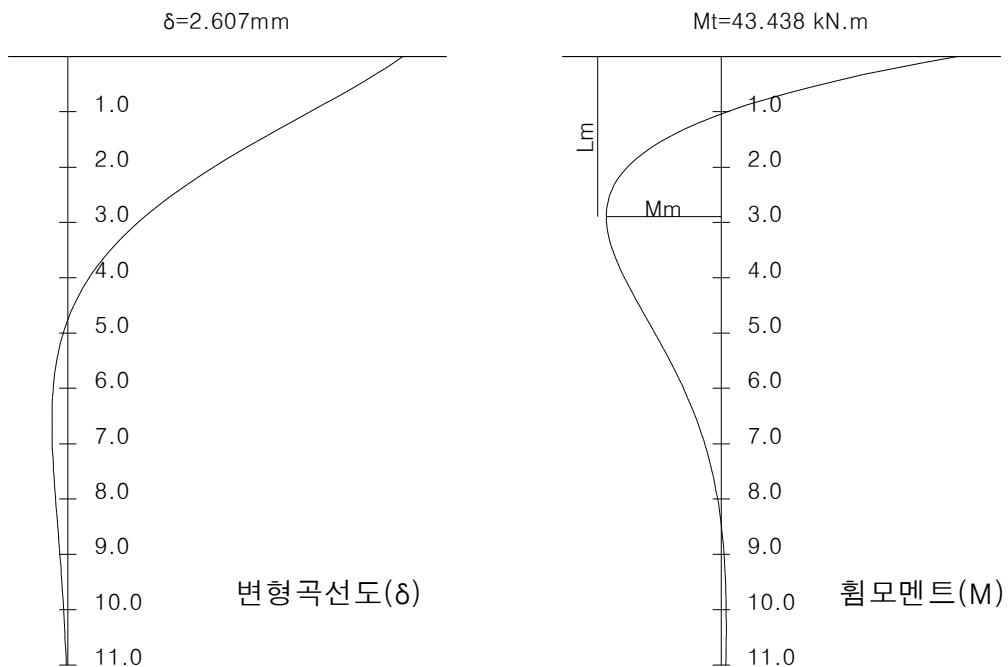
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -21.222 kN.m, 2.895 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.607 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.607 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	43.438	-57.480	2.607	
0.733	9.640	-35.497	2.095	
1.467	-9.894	-18.667	1.523	
2.200	-19.001	-6.982	1.001	
2.933	-21.216	0.286	0.579	
3.667	-19.413	4.154	0.271	
4.400	-15.703	5.647	0.066	
5.133	-11.492	5.653	-0.053	
5.867	-7.605	4.859	-0.109	
6.600	-4.442	3.745	-0.124	
7.333	-2.114	2.618	-0.115	
8.067	-0.564	1.643	-0.094	
8.800	0.349	0.886	-0.069	
9.533	0.791	0.354	-0.046	
10.267	0.917	0.018	-0.027	
11.000	0.855	-0.165	-0.013	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



② 말뚝머리 힌지일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	8452.070	15000.002	$2EI \beta^3$	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}	$\sum (K_1 \cos^2 \theta_i + K_v \sin^2 \theta_i)$	211301.7	375000.1
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}	$\sum (K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)$	8048727.3	8048727.3
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}	$\sum \{K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i\} x_i^2 + (K_2 + K_3)x_i \sin \theta_i + K_4\}$	27204698.2	27204698.2
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	0.0049048	0.0015962	0.0005137	COMBO 1	0.0022037	0.0023099	0.0002499
COMBO 2	0.0049048	0.0014629	0.0006485	COMBO 2	0.0061310	0.0018286	0.0008106
COMBO 3	0.0049048	0.0014629	0.0006485	COMBO 3	0.0061310	0.0014326	0.0007848
COMBO 4	0.0038320	0.0013200	0.0005447	COMBO 4	0.0038320	0.0013200	0.0005447

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 4.905 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	0.0049048	0.0029319	0.0005137	943.934	41.456	0.000
	2	0.0049048	0.0022641	0.0005137	728.918	41.456	0.000
	3	0.0049048	0.0015962	0.0005137	513.903	41.456	0.000
	4	0.0049048	0.0009284	0.0005137	298.888	41.456	0.000
	5	0.0049048	0.0002605	0.0005137	83.873	41.456	0.000
COMBO 2	1	0.0049048	0.0031490	0.0006485	1013.820	41.456	0.000
	2	0.0049048	0.0023059	0.0006485	742.397	41.456	0.000
	3	0.0049048	0.0014629	0.0006485	470.973	41.456	0.000
	4	0.0049048	0.0006198	0.0006485	199.549	41.456	0.000
	5	0.0049048	-0.0002232	0.0006485	-71.875	41.456	0.000
COMBO 3	1	0.0049048	0.0031490	0.0006485	1013.820	41.456	0.000
	2	0.0049048	0.0023059	0.0006485	742.397	41.456	0.000
	3	0.0049048	0.0014629	0.0006485	470.973	41.456	0.000
	4	0.0049048	0.0006198	0.0006485	199.549	41.456	0.000
	5	0.0049048	-0.0002232	0.0006485	-71.875	41.456	0.000
COMBO 4	1	0.0038320	0.0027361	0.0005447	880.884	57.480	0.000
	2	0.0038320	0.0020280	0.0005447	652.924	57.480	0.000
	3	0.0038320	0.0013200	0.0005447	424.964	57.480	0.000
	4	0.0038320	0.0006119	0.0005447	197.004	57.480	0.000
	5	0.0038320	-0.0000962	0.0005447	-30.957	57.480	0.000

- 계수하중 조합

구 분		$\delta x(i)$	$\delta y(i)$	α	$P_n(i)$	$Ph(i)$	$M_t(i)$
COMBO 1	1	0.0022037	0.0029596	0.0002499	952.847	18.626	0.000
	2	0.0022037	0.0026348	0.0002499	848.260	18.626	0.000
	3	0.0022037	0.0023099	0.0002499	743.672	18.626	0.000
	4	0.0022037	0.0019850	0.0002499	639.085	18.626	0.000
	5	0.0022037	0.0016602	0.0002499	534.497	18.626	0.000
COMBO 2	1	0.0061310	0.0039363	0.0008106	1267.276	51.820	0.000
	2	0.0061310	0.0028824	0.0008106	927.996	51.820	0.000
	3	0.0061310	0.0018286	0.0008106	588.716	51.820	0.000
	4	0.0061310	0.0007748	0.0008106	249.436	51.820	0.000
	5	0.0061310	-0.0002791	0.0008106	-89.844	51.820	0.000
COMBO 3	1	0.0061310	0.0034731	0.0007848	1118.170	51.820	0.000
	2	0.0061310	0.0024529	0.0007848	789.698	51.820	0.000
	3	0.0061310	0.0014326	0.0007848	461.227	51.820	0.000
	4	0.0061310	0.0004123	0.0007848	132.755	51.820	0.000
	5	0.0061310	-0.0006079	0.0007848	-195.717	51.820	0.000
COMBO 4	1	0.0038320	0.0027361	0.0005447	880.884	57.480	0.000
	2	0.0038320	0.0020280	0.0005447	652.924	57.480	0.000
	3	0.0038320	0.0013200	0.0005447	424.964	57.480	0.000
	4	0.0038320	0.0006119	0.0005447	197.004	57.480	0.000
	5	0.0038320	-0.0000962	0.0005447	-30.957	57.480	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	2.600	0	943.934	41.456	0.000	5
	2	1.300	0	728.918	41.456	0.000	5
	3	0.000	0	513.903	41.456	0.000	5
	4	-1.300	0	298.888	41.456	0.000	5
	5	-2.600	0	83.873	41.456	0.000	5
	계			12847.579	1036.394	0.000	25
COMBO 2	1	2.600	0	1013.820	41.456	0.000	5
	2	1.300	0	742.397	41.456	0.000	5
	3	0.000	0	470.973	41.456	0.000	5
	4	-1.300	0	199.549	41.456	0.000	5
	5	-2.600	0	-71.875	41.456	0.000	5
	계			11774.318	1036.394	0.000	25
COMBO 3	1	2.600	0	1013.820	41.456	0.000	5
	2	1.300	0	742.397	41.456	0.000	5
	3	0.000	0	470.973	41.456	0.000	5
	4	-1.300	0	199.549	41.456	0.000	5
	5	-2.600	0	-71.875	41.456	0.000	5
	계			11774.318	1036.394	0.000	25
COMBO 4	1	2.600	0	880.884	57.480	0.000	5
	2	1.300	0	652.924	57.480	0.000	5
	3	0.000	0	424.964	57.480	0.000	5
	4	-1.300	0	197.004	57.480	0.000	5
	5	-2.600	0	-30.957	57.480	0.000	5
	계			10624.098	1437.003	0.000	25

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	2.600	0	952.847	18.626	0.000	5
	2	1.300	0	848.260	18.626	0.000	5
	3	0.000	0	743.672	18.626	0.000	5
	4	-1.300	0	639.085	18.626	0.000	5
	5	-2.600	0	534.497	18.626	0.000	5
	계			18591.812	465.653	0.000	25
COMBO 2	1	2.600	0	1267.276	51.820	0.000	5
	2	1.300	0	927.996	51.820	0.000	5
	3	0.000	0	588.716	51.820	0.000	5
	4	-1.300	0	249.436	51.820	0.000	5
	5	-2.600	0	-89.844	51.820	0.000	5
	계			14717.898	1295.492	0.000	25
COMBO 3	1	2.600	0	1118.170	51.820	0.000	5
	2	1.300	0	789.698	51.820	0.000	5
	3	0.000	0	461.227	51.820	0.000	5
	4	-1.300	0	132.755	51.820	0.000	5
	5	-2.600	0	-195.717	51.820	0.000	5
	계			11530.668	1295.492	0.000	25
COMBO 4	1	2.600	0	880.884	57.480	0.000	5
	2	1.300	0	652.924	57.480	0.000	5
	3	0.000	0	424.964	57.480	0.000	5
	4	-1.300	0	197.004	57.480	0.000	5
	5	-2.600	0	-30.957	57.480	0.000	5
	계			10624.098	1437.003	0.000	25

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉔ COMBO 1 : SV017

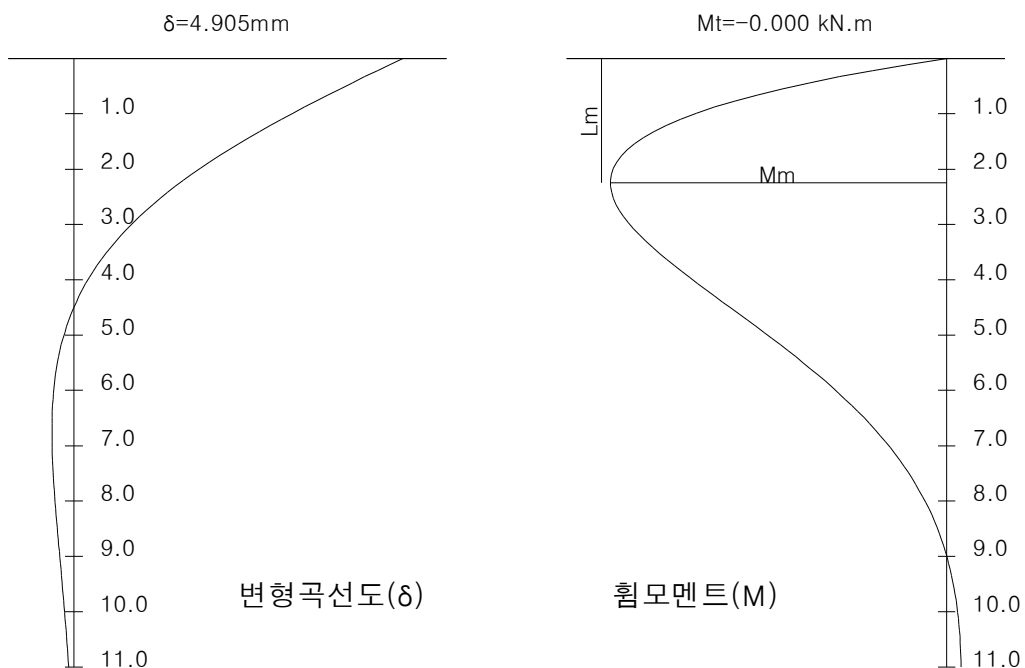
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -38.251 kN.m, 2.248 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.905 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.905 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-41.456	4.905	
0.733	-23.273	-22.906	3.672	
1.467	-34.848	-9.467	2.561	
2.200	-38.240	-0.454	1.635	
2.933	-36.386	4.991	0.914	
3.667	-31.577	7.745	0.389	
4.400	-25.488	8.608	0.035	
5.133	-19.249	8.250	-0.180	
5.867	-13.556	7.197	-0.291	
6.600	-8.768	5.835	-0.328	
7.333	-5.009	4.426	-0.317	
8.067	-2.248	3.132	-0.278	
8.800	-0.366	2.039	-0.226	
9.533	0.799	1.177	-0.172	
10.267	1.415	0.541	-0.122	
11.000	1.641	0.105	-0.080	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉞ COMBO 2 : SV021

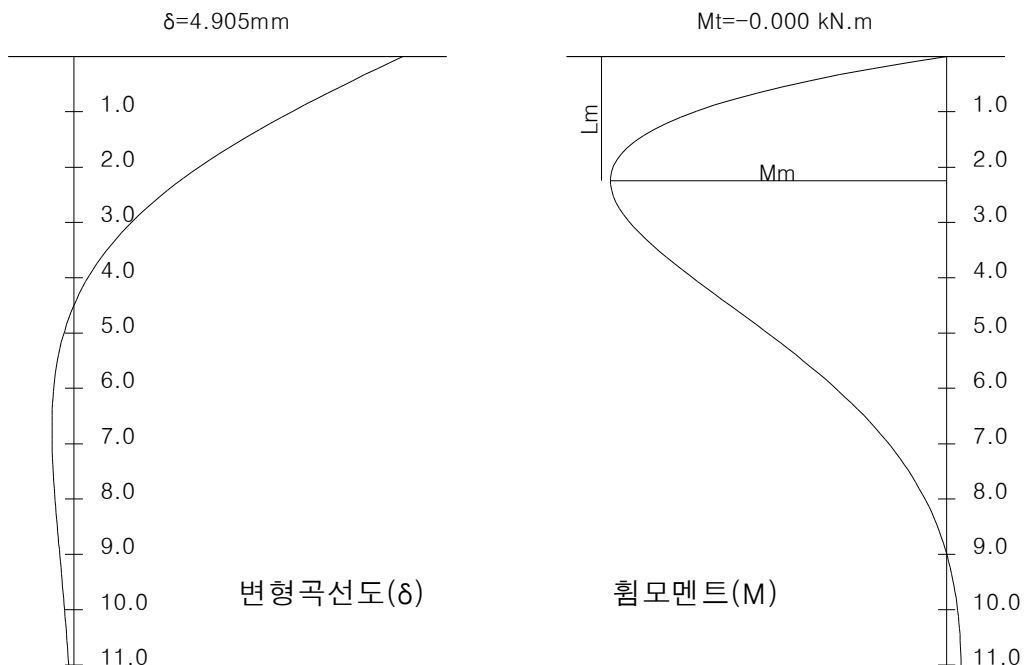
㉞ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -38.251 kN.m, 2.248 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.905 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.905 mm

㉞ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-41.456	4.905	
0.733	-23.273	-22.906	3.672	
1.467	-34.848	-9.467	2.561	
2.200	-38.240	-0.454	1.635	
2.933	-36.386	4.991	0.914	
3.667	-31.577	7.745	0.389	
4.400	-25.488	8.608	0.035	
5.133	-19.249	8.250	-0.180	
5.867	-13.556	7.197	-0.291	
6.600	-8.768	5.835	-0.328	
7.333	-5.009	4.426	-0.317	
8.067	-2.248	3.132	-0.278	
8.800	-0.366	2.039	-0.226	
9.533	0.799	1.177	-0.172	
10.267	1.415	0.541	-0.122	
11.000	1.641	0.105	-0.080	

㉞ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 3 : SV021

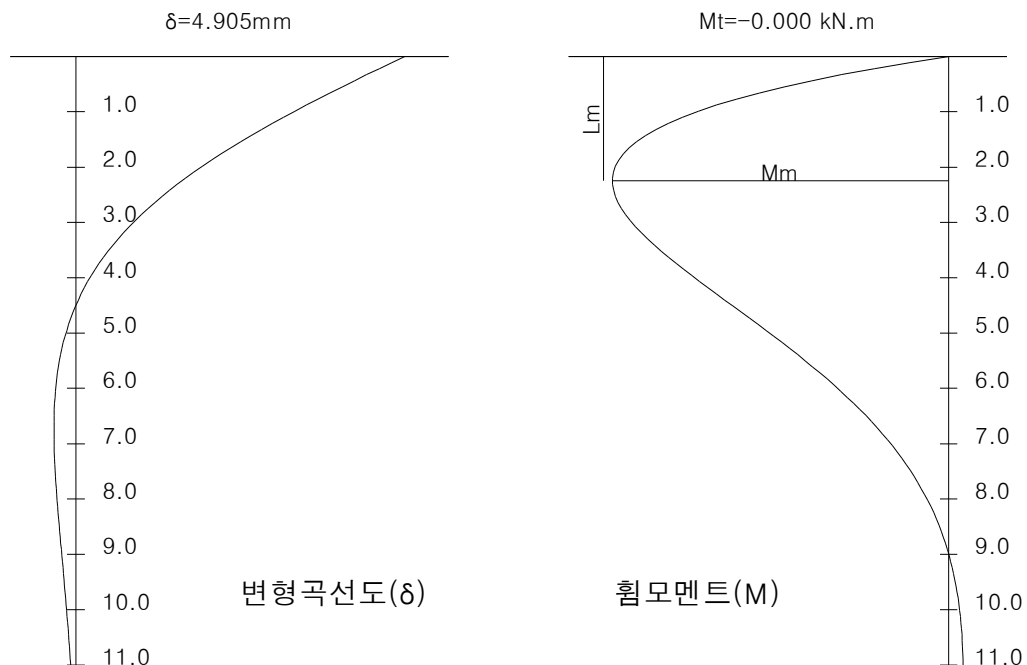
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -38.251 kN.m, 2.248 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.905 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.905 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-41.456	4.905	
0.733	-23.273	-22.906	3.672	
1.467	-34.848	-9.467	2.561	
2.200	-38.240	-0.454	1.635	
2.933	-36.386	4.991	0.914	
3.667	-31.577	7.745	0.389	
4.400	-25.488	8.608	0.035	
5.133	-19.249	8.250	-0.180	
5.867	-13.556	7.197	-0.291	
6.600	-8.768	5.835	-0.328	
7.333	-5.009	4.426	-0.317	
8.067	-2.248	3.132	-0.278	
8.800	-0.366	2.039	-0.226	
9.533	0.799	1.177	-0.172	
10.267	1.415	0.541	-0.122	
11.000	1.641	0.105	-0.080	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 4 : SV022

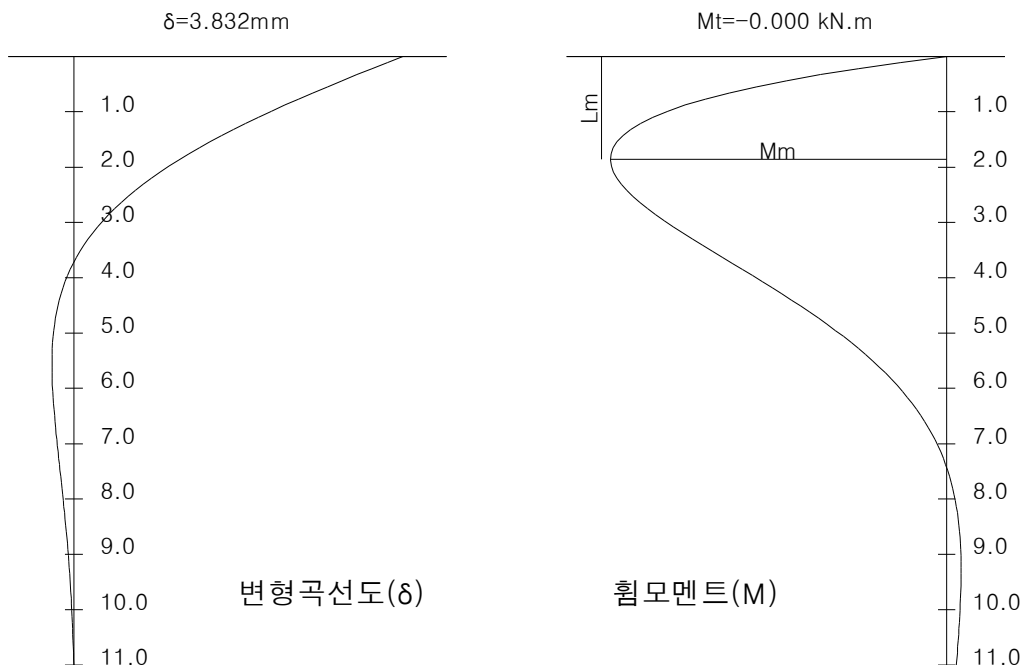
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -43.806 kN.m, 1.857 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.832 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.832 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-57.480	3.832	
0.733	-30.416	-27.270	2.676	
1.467	-42.478	-7.177	1.676	
2.200	-42.968	4.640	0.902	
2.933	-37.167	10.339	0.359	
3.667	-28.801	11.944	0.016	
4.400	-20.238	11.121	-0.171	
5.133	-12.777	9.109	-0.247	
5.867	-6.962	6.742	-0.253	
6.600	-2.853	4.517	-0.221	
7.333	-0.240	2.683	-0.172	
8.067	1.198	1.318	-0.122	
8.800	1.803	0.399	-0.077	
9.533	1.873	-0.152	-0.043	
10.267	1.647	-0.427	-0.018	
11.000	1.293	-0.514	-0.002	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉔ COMBO 1 : UL001

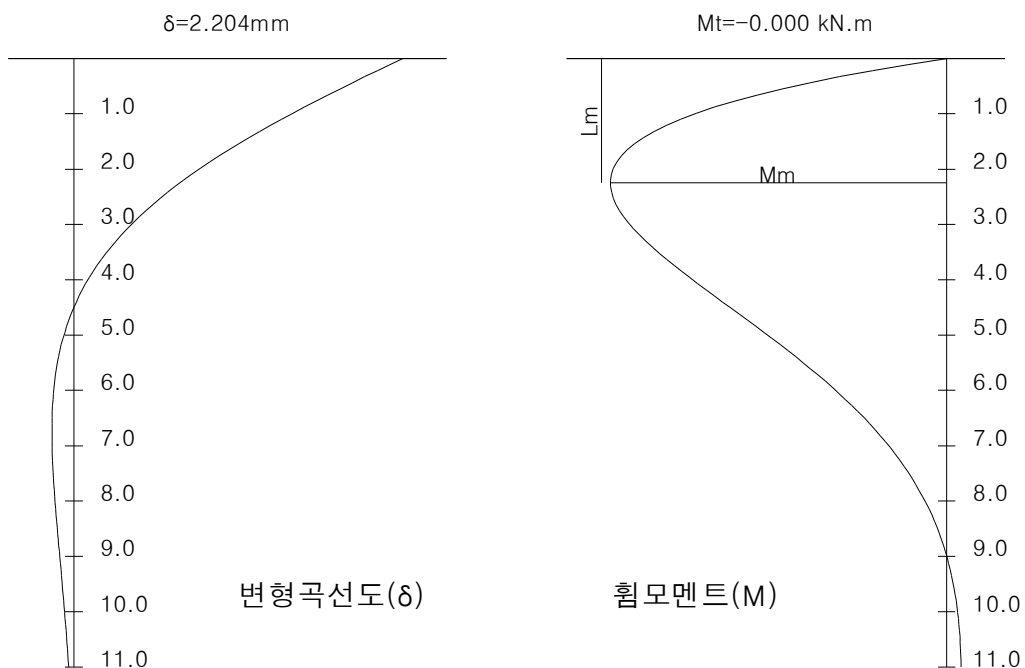
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -17.186 kN.m, 2.248 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.204 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.204 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-18.626	2.204	
0.733	-10.456	-10.292	1.650	
1.467	-15.657	-4.253	1.150	
2.200	-17.181	-0.204	0.734	
2.933	-16.348	2.242	0.411	
3.667	-14.188	3.480	0.175	
4.400	-11.452	3.868	0.016	
5.133	-8.649	3.707	-0.081	
5.867	-6.091	3.234	-0.131	
6.600	-3.940	2.622	-0.147	
7.333	-2.251	1.989	-0.142	
8.067	-1.010	1.407	-0.125	
8.800	-0.164	0.916	-0.102	
9.533	0.359	0.529	-0.077	
10.267	0.636	0.243	-0.055	
11.000	0.737	0.047	-0.036	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 2 : UL021

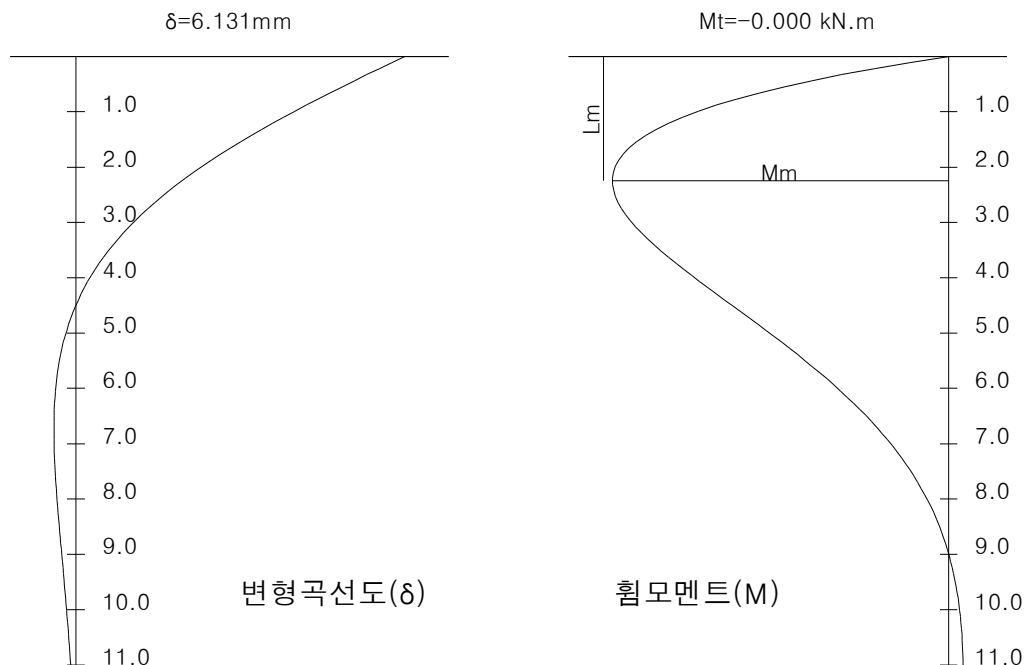
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -47.814 kN.m, 2.248 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.131 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.131 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-51.820	6.131	
0.733	-29.091	-28.633	4.590	
1.467	-43.560	-11.833	3.201	
2.200	-47.800	-0.567	2.043	
2.933	-45.482	6.239	1.142	
3.667	-39.472	9.682	0.486	
4.400	-31.859	10.760	0.044	
5.133	-24.062	10.312	-0.225	
5.867	-16.945	8.996	-0.364	
6.600	-10.960	7.294	-0.410	
7.333	-6.261	5.532	-0.396	
8.067	-2.810	3.915	-0.347	
8.800	-0.457	2.549	-0.283	
9.533	0.999	1.471	-0.215	
10.267	1.769	0.676	-0.153	
11.000	2.051	0.131	-0.100	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 3 : UE021

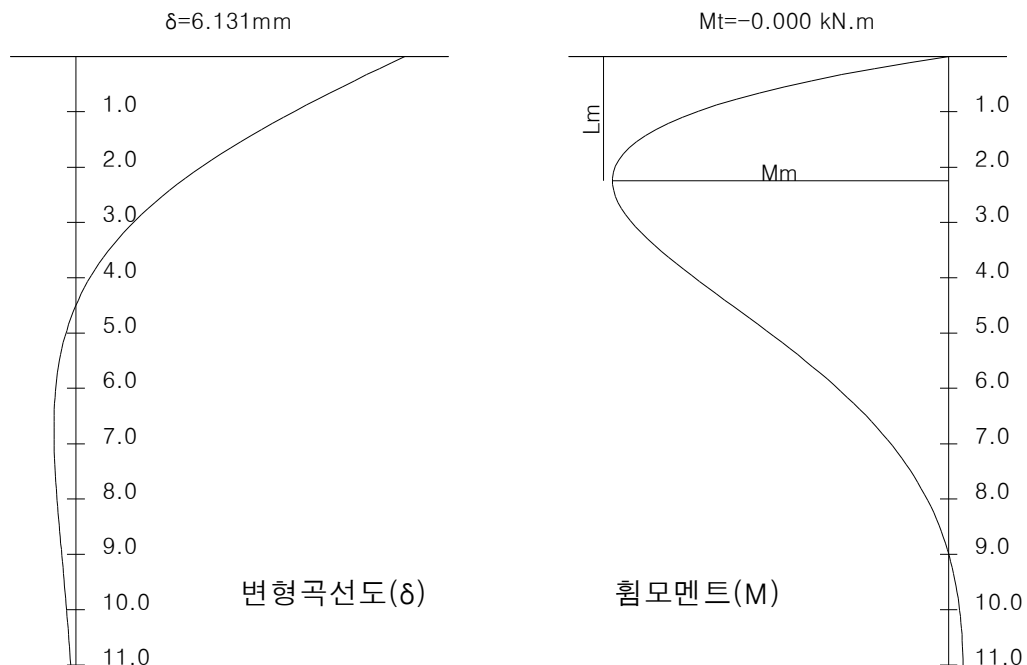
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -47.814 kN.m, 2.248 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.131 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.131 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-51.820	6.131	
0.733	-29.091	-28.633	4.590	
1.467	-43.560	-11.833	3.201	
2.200	-47.800	-0.567	2.043	
2.933	-45.482	6.239	1.142	
3.667	-39.472	9.682	0.486	
4.400	-31.859	10.760	0.044	
5.133	-24.062	10.312	-0.225	
5.867	-16.945	8.996	-0.364	
6.600	-10.960	7.294	-0.410	
7.333	-6.261	5.532	-0.396	
8.067	-2.810	3.915	-0.347	
8.800	-0.457	2.549	-0.283	
9.533	0.999	1.471	-0.215	
10.267	1.769	0.676	-0.153	
11.000	2.051	0.131	-0.100	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 4 : UL022

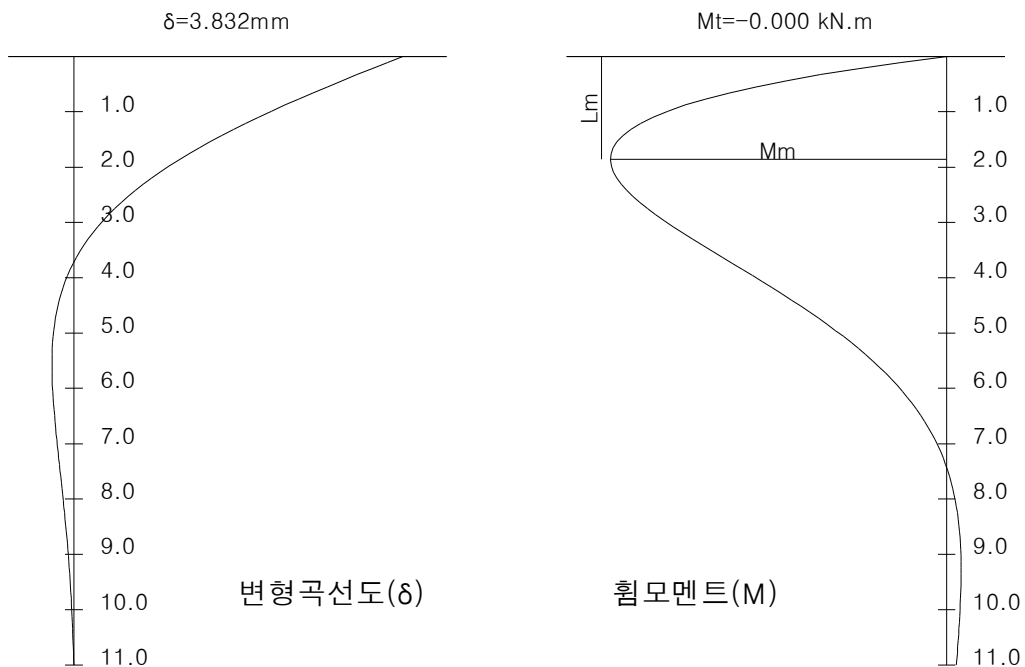
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -43.806 kN.m, 1.857 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.832 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.832 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-57.480	3.832	
0.733	-30.416	-27.270	2.676	
1.467	-42.478	-7.177	1.676	
2.200	-42.968	4.640	0.902	
2.933	-37.167	10.339	0.359	
3.667	-28.801	11.944	0.016	
4.400	-20.238	11.121	-0.171	
5.133	-12.777	9.109	-0.247	
5.867	-6.962	6.742	-0.253	
6.600	-2.853	4.517	-0.221	
7.333	-0.240	2.683	-0.172	
8.067	1.198	1.318	-0.122	
8.800	1.803	0.399	-0.077	
9.533	1.873	-0.152	-0.043	
10.267	1.647	-0.427	-0.018	
11.000	1.293	-0.514	-0.002	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



5) 말뚝의 안정성 검토

① 말뚝의 허용지지력 검토

가) 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 군말뚝의 영향 없음

$$Ra = 1/n \times Ru$$

Ra1 = 1730.000 kN (평상시) : 『지반조사보고서』 참조

Ra2 = 2595.000 kN (지진시) : 『지반조사보고서』 참조

나) 말뚝의 허용 수평변위 검토

평상시의 말뚝의 허용 수평변위 $\delta a = 15.000 > \delta = 4.9048 \text{ mm}$ 0.K

지진시의 말뚝의 허용 수평변위 $\delta a = 15.000 > \delta = 3.8320 \text{ mm}$ 0.K

다) 말뚝의 허용인발력

Pa1 = 187.160 kN (평상시) : 『지반조사보고서』 참조

Pa2 = 280.740 kN (지진시) : 『지반조사보고서』 참조

라) 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	974.902	52.904	1730.000	187.160	0.K
	HINGE	943.934	83.873	1730.000	187.160	0.K
COMBO 2	FIX	1041.311	-99.366	1730.000	187.160	0.K
	HINGE	1013.820	-71.875	1730.000	187.160	0.K
COMBO 3	FIX	1041.311	-99.366	1730.000	187.160	0.K
	HINGE	1013.820	-71.875	1730.000	187.160	0.K
COMBO 4	FIX	914.299	-64.371	2595.000	280.740	0.K
	HINGE	880.884	-30.957	2595.000	280.740	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 : 11.10 m

이음개소수 : 0 개소

말뚝이음에 의한 허용응력 감소율 : 0.00%

장경비 (L/D) = 11.00/0.500 = 22.000 < 85 이므로 장경비에 따른 감소 없음.

따라서 허용응력의 총 감소율은 0.00% 적용

나) 말뚝의 휨응력 검토

말뚝타설시 항타로 인한 말뚝머리 파손이나 지지지반의 불균등 등으로 인하여 부득이 말뚝머리를 절단해야하는 경우가 있다. 이때 PC말뚝인 경우에는 절단된 위치로부터 일정구간까지

이미 도입된 프리스트레스가 감소하게 된다. 『깊은기초. 한국지반공학회 저』 7.5.2.2

허용 휨압축응력 f_{ca} = 28.000 MPa (평상시)

= 42.000 MPa (지진시)

허용 휨인장응력 f_{ta} = 0.000 MPa (평상시)

= -5.000 MPa (지진시)

★ 지중에 M_{max} 가 발생하는 경우

$$f = f_{ce1} \pm M/Z_e + V/A_e$$

$$= 4.104 \pm M / 9906000.0 + V / 108500.0$$

★ 두부에 M_{max} 가 발생하는 경우

$$f = f_{ce2} \pm M/Z_e + V/A_e$$

$$= 0.000 \pm M / 9906000.0 + V / 108500.0$$

구 분		V(kN)	M(kN.m)	f_c	f_{ca}	f_t	f_{ta}	비 고
COMBO 1	FIX	974.902	40.259	13.049	28.00	4.921	0.00	0.K
	HINGE	943.934	38.251	16.665	28.00	8.942	0.00	0.K
COMBO 2	FIX	1041.311	35.738	13.205	28.00	5.990	0.00	0.K
	HINGE	1013.820	38.251	17.309	28.00	9.587	0.00	0.K
COMBO 3	FIX	1041.311	35.738	13.205	28.00	5.990	0.00	0.K
	HINGE	1013.820	38.251	17.309	28.00	9.587	0.00	0.K
COMBO 4	FIX	914.299	43.438	12.812	42.00	4.042	-5.00	0.K
	HINGE	880.884	43.806	16.645	42.00	7.801	-5.00	0.K

다) 말뚝의 전단응력 검토

$$\tau_{sa} = 0.850 \text{ MPa (평상시)}$$

$$= 1.250 \text{ MPa (지진시)}$$

$$\tau = \alpha \times H_o / A_p$$

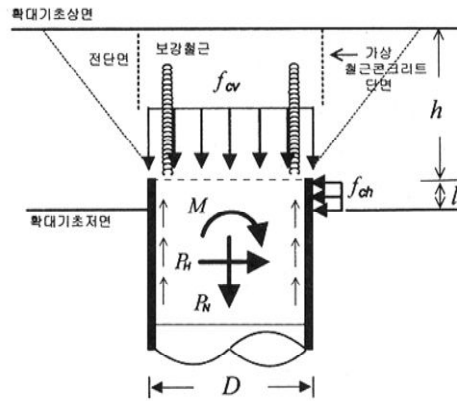
$$\alpha = 4 \times (D^2 + D \times d + d^2) / (3 \times (D^2 + d^2))$$

$$= 4 \times (500.0^2 + 500.0 \times 340.0 + 340.0^2) / (3 \times (500.0^2 + 340.0^2))$$

$$= 1.953 : \text{전단형상계수}$$

구 분		H(kN)	τ	τ_{sa}	비 고
COMBO 1	FIX	41.456	0.746	0.850	0.K
	HINGE	41.456	0.746	0.850	0.K
COMBO 2	FIX	41.456	0.746	0.850	0.K
	HINGE	41.456	0.746	0.850	0.K
COMBO 3	FIX	41.456	0.746	0.850	0.K
	HINGE	41.456	0.746	0.850	0.K
COMBO 4	FIX	57.480	1.035	1.250	0.K
	HINGE	57.480	1.035	1.250	0.K

6) 말뚝과 확대기초의 결합부 검토



① 압입력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수직지압응력

$$f_{cv} = \frac{P_{Nmax}}{\frac{\pi}{4} D^2} \leq f_{ca}$$

f_{ck} : 콘크리트의 설계기준강도(MPa)

P_{Nmax} : 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)

$$\begin{aligned} f_{cv} &= 1041311.0 / (\pi/4 \times 500^2) \\ &= 5.303 \text{ MPa} \leq f_{ca} = 6.750 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

* 수직지압응력(f_{cv}) 검토 (지진시)

$$\begin{aligned} f_{cv} &= 914298.6 / (\pi/4 \times 500^2) \\ &= 4.656 \text{ MPa} \leq f_{ca}' = 8.978 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

b. 확대기초 콘크리트의 압발전단응력

$$\tau_v = \frac{P_{N \max}}{\pi(D+h)h} \leq \tau_{a3}$$

τ_{a3} : 상시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) , (해설표 참조)

$\tau_{a3'}$: 지진시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) , (해설표 참조)

h : 확대기초의 유효두께 (mm)

-해설 표. 확대기초의 허용수직압발전단응력, τ_{a3} (MPa)

콘크리트의 설계기준강도 f_{ck}		21	24	27	30
허용압발 전단응력	상시 (τ_{a3})	0.85	0.90	0.95	1.00
	지진시 ($\tau_{a3'}$)	1.131	1.197	1.264	1.330

* 압발전단응력(τ_v) 검토 (상시)

$$\begin{aligned} \tau_v &= 1041311.0 / \{ \pi \times (500 + 1900) \times 1900 \} \\ &= 0.073 \text{ MPa} \leq \tau_{a3} = 0.950 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

* 압발전단응력(τ_v) 검토 (지진시)

$$\begin{aligned} \tau_v &= 914298.6 / \{ \pi \times (500 + 1900) \times 1900 \} \\ &= 0.064 \text{ MPa} \leq \tau_{a3'} = 1.264 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 인발력에 대한 검토

원칙적으로 인발력에 대한 검토는 하지 않아도 된다. [도로교 설계기준 해설(하부구조편) P292]

③ 수평력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수평지압응력

$$f_{ch} = \frac{P_{H \max}}{D \cdot l} \leq f_{ca}$$

$P_{H \max}$: 상시와 지진시, 말뚝머리에 작용하는 최대 말뚝축직각방향력 (N)

l : 말뚝의 매입길이 = 100 mm

* 수평지압응력(f_{ch}) 검토 (상시)

$$\begin{aligned} f_{ch} &= 41455.765 / (500 \times 100) \\ &= 0.829 \text{ MPa} \leq f_{ca} = 6.750 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

* 수평지압응력(f_{ch}) 검토 (지진시)

$$\begin{aligned} f_{ch} &= 57480.110 / (500 \times 100) \\ &= 1.150 \text{ MPa} \leq f_{ca'} = 8.978 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

b. 확대기초 단부 말쪽에 대한 수평압발전단응력

$$\tau_h = \frac{P_{Hmax}}{h'(2l + D + 2h')} \leq \tau_{a3}$$

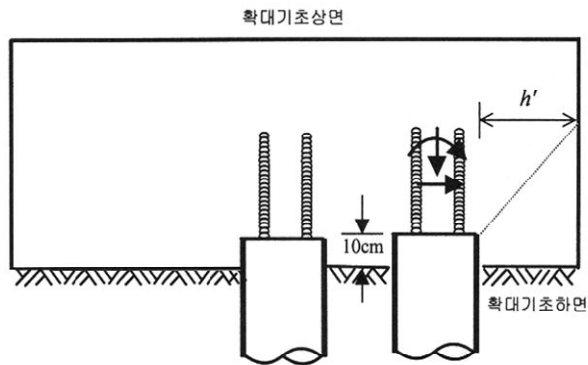
h' : 수평방향의 압발전단에 저항하는 확대기초의 유효두께 (m)

* 수평압발전단응력(f_{ch}) 검토 (상시)

$$\begin{aligned} \tau_h &= 41455.765 / \{400 \times (200 + 500 + 800)\} \\ &= 0.069 \text{ MPa} \leq \tau_{a3} = 0.950 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

* 수평압발전단응력(f_{ch}) 검토 (지진시)

$$\begin{aligned} \tau_h &= 57480.110 / \{400 \times (200 + 500 + 800)\} \\ &= 0.096 \text{ MPa} \leq \tau_{a3'} = 1.264 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$



④ 철근정착

$$L_o = \frac{f_{sa1} A_{st}}{\tau_{oa} U}$$

f_{sa1} : 이형철근의 허용인장응력 (MPa) , (해설표 참조)

A_{st} : 이형철근의 공칭단면적 (mm^2) , (해설표 참조)

U : 이형철근의 공칭둘레길이 (mm)

τ_{oa} : 콘크리트의 허용부착응력 (MPa) , (해설표 참조)

$d1$: 이형철근의 공칭지름 (mm)

- 해설 표. 이형철근의 허용응력, f_{sa1} (MPa)

철근의 종류	SD30	SD35	SD40
인장 및 압축응력	150	175	180

- 해설 표. 이형철근의 표준치수

철근의 종류, D(mm)	D19	D22	D25	D29	D32
공칭지름, d1(mm)	19.1	22.2	25.4	28.6	31.8
공칭단면적, $A_{st}(\text{mm}^2)$	286.5	387.1	506.7	642.4	794.2
공칭둘레, U(mm)	60.0	70.0	80.0	90.0	100.0

- 해설 표. 콘크리트의 허용부착응력, τ_{oa} (MPa)

콘크리트의 설계기준강도 (f_{ck})	21.0	24.0	27.0	30.0
이형철근과 콘크리트의 허용부착응력 (τ_{oa})	1.4	1.6	1.7	1.8

★ 철근의 정착길이

일반적으로, $L_o \geq L_{\min} = 35d1$ 로 하는 것이 좋다. $L_{\min} = 35 \times 19.1 = 668.5 \text{ mm}$

$$L_o = 150.000 \times 286.500 / (1.700 \times 60.000) = 421.324 (\leq 668.500) \\ = 668.5 (\text{mm})$$

이때, 정착길이는 다음을 만족하여야 한다.

$$L \geq L_o + D/2 = 668.5 + 500/2 = 918.5 \text{ mm}$$

⑤ 확대기초 속에 말뚝머리부분의 매입길이는 최소한 100 mm로 한다.

⑥ 연직 지압강도에 대한 검토 (콘 · 설 · 해 6.8 지압강도)

$$\phi V_n = \phi(0.85 f_{ck} A_1)$$

A1 : 재하면적 (mm²)

A2 : 지지면적 (mm²)

★ 연직지압강도

$$\begin{aligned}\phi V_n &= 0.700 \times (0.85 \times 27.0 \times 196349.5) \\ &= 3154355.374 \text{ N} \geq P_{N\max} = 1301638.730 \text{ N} \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

⑦ PUNCHING 전단강도에 대한 검토 (콘 · 설 · 해 7.12.2 2방향 거동에 대한 전단강도)

$$\phi V_n = \phi \left(\frac{1}{3} \sqrt{f_{ck}} \cdot b_p \cdot d \right)$$

d : 유효깊이 (말뚝위치의 단면두께 - 저판에서의 철근덮개)

b_p : $\pi \times$ (말뚝직경 + d)

★ PUNCHING 전단강도

$$\begin{aligned}\phi V_n &= 0.800 \times \left(\frac{1}{3} \times \sqrt{27.0} \times 7382.7 \times 1850 \right) \\ &= 18925182.566 \text{ N} \geq P_{N\max} = 1301638.730 \text{ N} \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

14. PILE 교축방향 검토

1) 설계조건

① 말뚝의 제원

말뚝 종류	직경(mm)	두께(mm)	종별	길이(m)
내부굴착PC-PHC말뚝	500	80	A	11.000

※ 말뚝길이는 기초평면에 묻힌 100mm는 제외한 길이로 계산한다.

콘크리트 설계기준강도 $f_{ck} = 80.0 \text{ MPa}$

콘크리트 탄성계수 $E_p = 40000.0 \text{ MPa}$

유효프리스트레스(본체) $f_{ce1} = 4.10 \text{ MPa}$

유효프리스트레스(두부) $f_{ce2} = 0.00 \text{ MPa}$

콘크리트 환산단면적 $A_e = 0.1085 \text{ m}^2$

환산 단면2차모멘트 $I_e = 0.00248 \text{ m}^4$

환산 단면계수 $Z_e = 0.00991 \text{ m}^3$

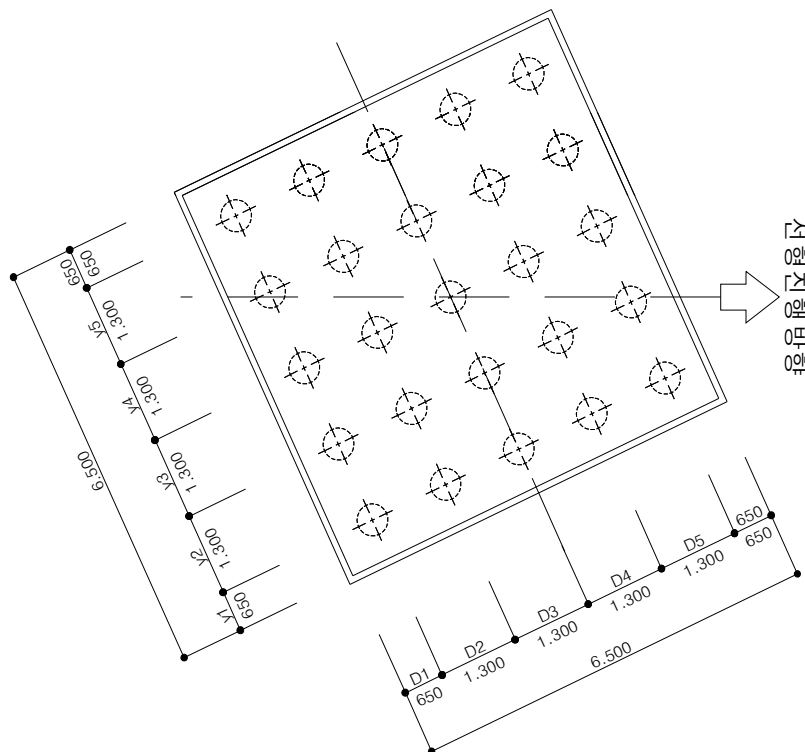
말뚝 머리의 평균 N치 $N = 17$

말뚝 선단의 평균 N치 $N = 50$

말뚝 선단의 근입깊이 $D_f = 1.0 \text{ m}$

원지반으로부터 돌출된 길이 $h = 0.0 \text{ m}$

② 말뚝의 배치



2) 말뚝도심에서의 작용하중

구 분		Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	비 고
사용하중	COMBO 1	12847.579	822.812	9884.418	SVB17
	COMBO 2	11774.318	822.812	11594.165	SVB21
	COMBO 3	11774.318	822.812	11594.165	SVB21
	COMBO 4	10624.098	1476.588	13636.303	SVB22
계수하중	COMBO 1	18591.812	217.138	3170.047	ULB01
	COMBO 2	14717.898	1028.515	14492.705	ULB21
	COMBO 3	11530.668	1028.515	14165.111	UEB21
	COMBO 4	10624.098	1476.588	13636.303	ULB22

3) 말뚝의 특성치 계산

① 말뚝의 축방향 스프링정수

$$\begin{aligned} A_p &= A_e &&= 0.1085 \text{ m}^2 \quad ; \text{ 말뚝의 환산단면적} \\ a &= 0.013 \times (L/D) + 0.53 &&= 0.816 \\ K_v &= a \times A_p \times E_p / L &&= 321949.091 \text{ kN/m} \quad ; \text{ 말뚝의 축방향 스프링정수} \end{aligned}$$

② 말뚝의 축직각방향 스프링정수

: $1/\beta$ 가정된 값이 계산된 값과 일치할 때까지 반복 계산

$$B_H = \sqrt{\frac{D}{\beta}} \quad k_{HO} = \frac{1}{0.3} \alpha E_O \quad k_H = k_{HO} \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-\frac{3}{4}}$$

$\alpha = 1$ (평상시), 2 (지진시)

$$E_O = 1000 \times N = 1000 \times 17 = 17000 \text{ kN/m}^2$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$$

가) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 평상시

가정된 $1/\beta$ (m)	계산치 $1/\beta$ (m)	K_h (kN/m ³)
0.500	2.430	22724.39
2.430	2.818	12560.11
2.818	2.858	11881.00
2.858	2.862	11819.25
2.862	2.862	11813.47
2.862	2.862	11812.93
2.862	2.862	11812.88

$$K_h = 11812.88 \text{ kN/m}^3$$

$$\beta = 0.349 \text{ m}^{-1}$$

$$\beta L = 0.349 \times 11.0000 = 3.843 \geq 2.5 \quad \therefore \text{반무한장 말뚝으로 설계한다.}$$

나) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 지진시

가정된 $1/\beta$ (m)	계산치 $1/\beta$ (m)	K_h (kN/m ³)
0.500	2.044	45448.77
2.044	2.332	26806.80
2.332	2.361	25512.34
2.361	2.364	25394.24
2.364	2.364	25383.19
2.364	2.364	25382.16
2.364	2.364	25382.06

$$K_h = 25382.05 \text{ kN/m}^3$$

$$\beta = 0.423 \text{ m}^{-1}$$

$$\beta L = 0.423 \times 11.0000 = 4.653 \geq 2.5 \quad \therefore \text{반무한장 말뚝으로 설계한다.}$$

4) 말뚝의 변위 및 부재력

① 말뚝머리 고정일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	16904.139	30000.005	$4EI \beta^3$	kN/m
K2	24189.697	35458.139	$2EI \beta^2$	kN/rad
K3	24189.697	35458.139	$2EI \beta^2$	kN/rad
K4	69230.550	83818.627	$2EI \beta$	kN.m/rad

나) 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum (K_1 \cos^2 \theta_i + K_v \sin^2 \theta_i)$	422603.5	750000.1
Axy, Ayx	$\sum (K_v - K_1) \sin \theta_i \cos \theta_i$	0.0	0.0
Axa, Aax	$\sum \{(K_v - K_1)x_i \sin \theta_i \cos \theta_i - K_2 \cos \theta_i\}$	-604742.4	-886453.5
Ayy	$\sum (K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)$	8048727.3	8048727.3
Aya, Aay	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i + K_2 \sin \theta_i\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i^2 + (K_2 + K_3)x_i \sin \theta_i + K_4\}$	28935461.9	29300163.8
일반식	$\begin{bmatrix} \delta_x \\ \delta_y \\ \alpha \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} A_{xx} & A_{xy} & A_{xa} \\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya} \\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa} \end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix} H_o \\ V_o \\ M_o \end{bmatrix}$		

구 분	사용하중			구 분	계수하중		
	$\delta x(m)$	$\delta y(m)$	$\alpha(rad)$		$\delta x(m)$	$\delta y(m)$	$\alpha(rad)$
COMBO 1	0.0025109	0.0015962	0.0003941	COMBO 1	0.0006913	0.0023099	0.0001240
COMBO 2	0.0025981	0.0014629	0.0004550	COMBO 2	0.0032476	0.0018286	0.0005687
COMBO 3	0.0025981	0.0014629	0.0004550	COMBO 3	0.0032309	0.0014326	0.0005571
COMBO 4	0.0026123	0.0013200	0.0005444	COMBO 4	0.0026123	0.0013200	0.0005444

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 2.612 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	0.0025109	0.0026208	0.0003941	843.775	32.912	-33.456
	2	0.0025109	0.0021085	0.0003941	678.839	32.912	-33.456
	3	0.0025109	0.0015962	0.0003941	513.903	32.912	-33.456
	4	0.0025109	0.0010839	0.0003941	348.967	32.912	-33.456
	5	0.0025109	0.0005716	0.0003941	184.032	32.912	-33.456
COMBO 2	1	0.0025981	0.0026459	0.0004550	851.830	32.912	-31.348
	2	0.0025981	0.0020544	0.0004550	661.401	32.912	-31.348
	3	0.0025981	0.0014629	0.0004550	470.973	32.912	-31.348
	4	0.0025981	0.0008714	0.0004550	280.544	32.912	-31.348
	5	0.0025981	0.0002799	0.0004550	90.115	32.912	-31.348
COMBO 3	1	0.0025981	0.0026459	0.0004550	851.830	32.912	-31.348
	2	0.0025981	0.0020544	0.0004550	661.401	32.912	-31.348
	3	0.0025981	0.0014629	0.0004550	470.973	32.912	-31.348
	4	0.0025981	0.0008714	0.0004550	280.544	32.912	-31.348
	5	0.0025981	0.0002799	0.0004550	90.115	32.912	-31.348
COMBO 4	1	0.0026123	0.0027355	0.0005444	880.691	59.064	-46.993
	2	0.0026123	0.0020277	0.0005444	652.827	59.064	-46.993
	3	0.0026123	0.0013200	0.0005444	424.964	59.064	-46.993
	4	0.0026123	0.0006122	0.0005444	197.101	59.064	-46.993
	5	0.0026123	-0.0000956	0.0005444	-30.763	59.064	-46.993

- 계수하중 조합

구 분		$\delta x(i)$	$\delta y(i)$	α	$P_n(i)$	$Ph(i)$	$M_t(i)$
COMBO 1	1	0.0006913	0.0026323	0.0001240	847.471	8.686	-8.136
	2	0.0006913	0.0024711	0.0001240	795.572	8.686	-8.136
	3	0.0006913	0.0023099	0.0001240	743.672	8.686	-8.136
	4	0.0006913	0.0021487	0.0001240	691.773	8.686	-8.136
	5	0.0006913	0.0019875	0.0001240	639.874	8.686	-8.136
COMBO 2	1	0.0032476	0.0033073	0.0005687	1064.788	41.141	-39.185
	2	0.0032476	0.0025680	0.0005687	826.752	41.141	-39.185
	3	0.0032476	0.0018286	0.0005687	588.716	41.141	-39.185
	4	0.0032476	0.0010892	0.0005687	350.680	41.141	-39.185
	5	0.0032476	0.0003499	0.0005687	112.644	41.141	-39.185
COMBO 3	1	0.0032309	0.0028810	0.0005571	927.529	41.141	-39.589
	2	0.0032309	0.0021568	0.0005571	694.378	41.141	-39.589
	3	0.0032309	0.0014326	0.0005571	461.227	41.141	-39.589
	4	0.0032309	0.0007084	0.0005571	228.075	41.141	-39.589
	5	0.0032309	-0.0000158	0.0005571	-5.076	41.141	-39.589
COMBO 4	1	0.0026123	0.0027355	0.0005444	880.691	59.064	-46.993
	2	0.0026123	0.0020277	0.0005444	652.827	59.064	-46.993
	3	0.0026123	0.0013200	0.0005444	424.964	59.064	-46.993
	4	0.0026123	0.0006122	0.0005444	197.101	59.064	-46.993
	5	0.0026123	-0.0000956	0.0005444	-30.763	59.064	-46.993

■ 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	2.600	0	843.775	32.912	-33.456	5
	2	1.300	0	678.839	32.912	-33.456	5
	3	0.000	0	513.903	32.912	-33.456	5
	4	-1.300	0	348.967	32.912	-33.456	5
	5	-2.600	0	184.032	32.912	-33.456	5
	계			12847.579	822.812	9884.418	25
COMBO 2	1	2.600	0	851.830	32.912	-31.348	5
	2	1.300	0	661.401	32.912	-31.348	5
	3	0.000	0	470.973	32.912	-31.348	5
	4	-1.300	0	280.544	32.912	-31.348	5
	5	-2.600	0	90.115	32.912	-31.348	5
	계			11774.318	822.812	11594.165	25
COMBO 3	1	2.600	0	851.830	32.912	-31.348	5
	2	1.300	0	661.401	32.912	-31.348	5
	3	0.000	0	470.973	32.912	-31.348	5
	4	-1.300	0	280.544	32.912	-31.348	5
	5	-2.600	0	90.115	32.912	-31.348	5
	계			11774.318	822.812	11594.165	25
COMBO 4	1	2.600	0	880.691	59.064	-46.993	5
	2	1.300	0	652.827	59.064	-46.993	5
	3	0.000	0	424.964	59.064	-46.993	5
	4	-1.300	0	197.101	59.064	-46.993	5
	5	-2.600	0	-30.763	59.064	-46.993	5
	계			10624.098	1476.588	13636.303	25

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	2.600	0	847.471	8.686	-8.136	5
	2	1.300	0	795.572	8.686	-8.136	5
	3	0.000	0	743.672	8.686	-8.136	5
	4	-1.300	0	691.773	8.686	-8.136	5
	5	-2.600	0	639.874	8.686	-8.136	5
	계			18591.812	217.138	3170.047	25
COMBO 2	1	2.600	0	1064.788	41.141	-39.185	5
	2	1.300	0	826.752	41.141	-39.185	5
	3	0.000	0	588.716	41.141	-39.185	5
	4	-1.300	0	350.680	41.141	-39.185	5
	5	-2.600	0	112.644	41.141	-39.185	5
	계			14717.898	1028.515	14492.705	25
COMBO 3	1	2.600	0	927.529	41.141	-39.589	5
	2	1.300	0	694.378	41.141	-39.589	5
	3	0.000	0	461.227	41.141	-39.589	5
	4	-1.300	0	228.075	41.141	-39.589	5
	5	-2.600	0	-5.076	41.141	-39.589	5
	계			11530.668	1028.515	14165.111	25
COMBO 4	1	2.600	0	880.691	59.064	-46.993	5
	2	1.300	0	652.827	59.064	-46.993	5
	3	0.000	0	424.964	59.064	-46.993	5
	4	-1.300	0	197.101	59.064	-46.993	5
	5	-2.600	0	-30.763	59.064	-46.993	5
	계			10624.098	1476.588	13636.303	25

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉔ COMBO 1 : SVB17

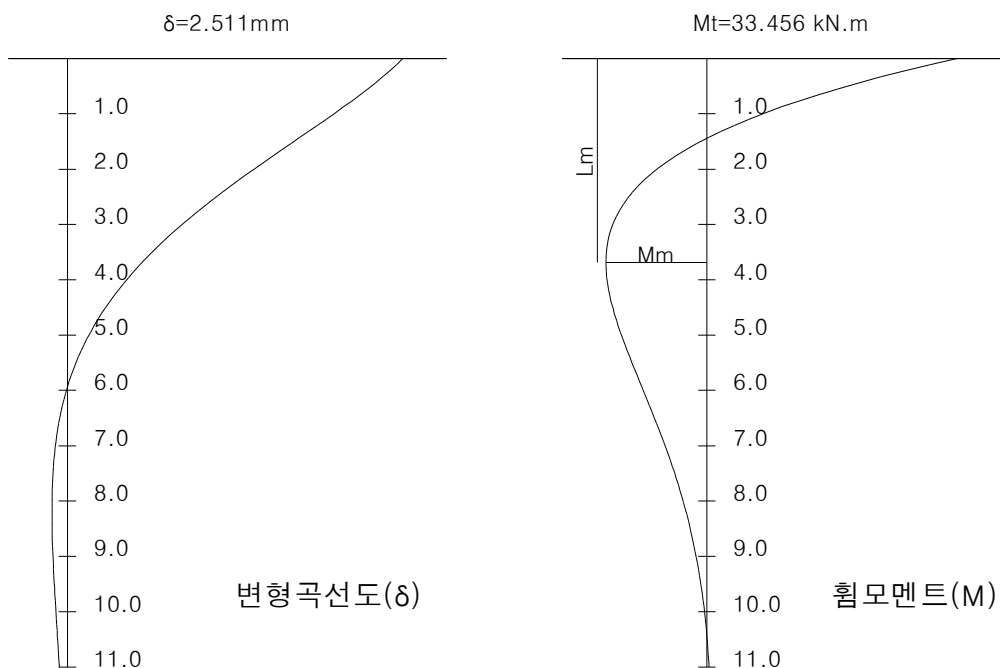
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -13.513 kN.m, 3.689 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.511 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.511 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	33.456	-32.912	2.511	
0.733	13.135	-22.772	2.151	
1.467	-0.373	-14.383	1.717	
2.200	-8.427	-7.896	1.283	
2.933	-12.395	-3.208	0.892	
3.667	-13.512	-0.073	0.567	
4.400	-12.808	1.812	0.315	
5.133	-11.084	2.757	0.132	
5.867	-8.926	3.042	0.009	
6.600	-6.725	2.905	-0.066	
7.333	-4.724	2.527	-0.104	
8.067	-3.045	2.044	-0.116	
8.800	-1.730	1.547	-0.111	
9.533	-0.766	1.092	-0.097	
10.267	-0.111	0.708	-0.079	
11.000	0.293	0.406	-0.060	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 2 : SVB21

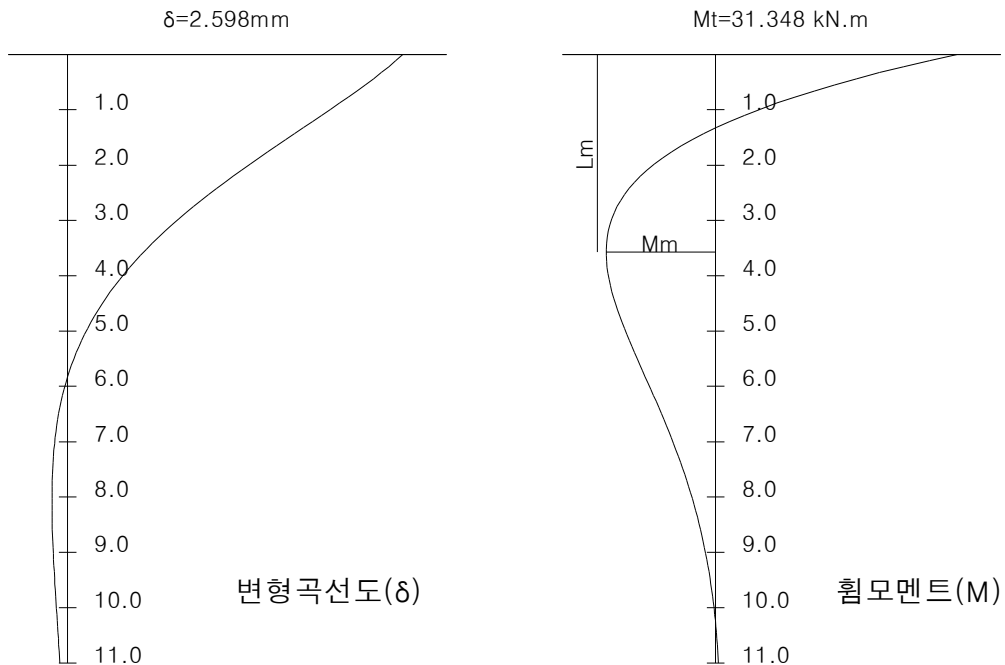
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -14.255 kN.m, 3.572 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.598 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.598 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	31.348	-32.912	2.598	
0.733	11.142	-22.483	2.199	
1.467	-2.093	-13.950	1.737	
2.200	-9.809	-7.421	1.284	
2.933	-13.434	-2.756	0.881	
3.667	-14.240	0.319	0.551	
4.400	-13.276	2.128	0.297	
5.133	-11.349	2.996	0.115	
5.867	-9.041	3.211	-0.006	
6.600	-6.740	3.013	-0.078	
7.333	-4.677	2.589	-0.113	
8.067	-2.965	2.072	-0.123	
8.800	-1.639	1.551	-0.116	
9.533	-0.678	1.082	-0.100	
10.267	-0.033	0.691	-0.080	
11.000	0.356	0.386	-0.060	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 3 : SVB21

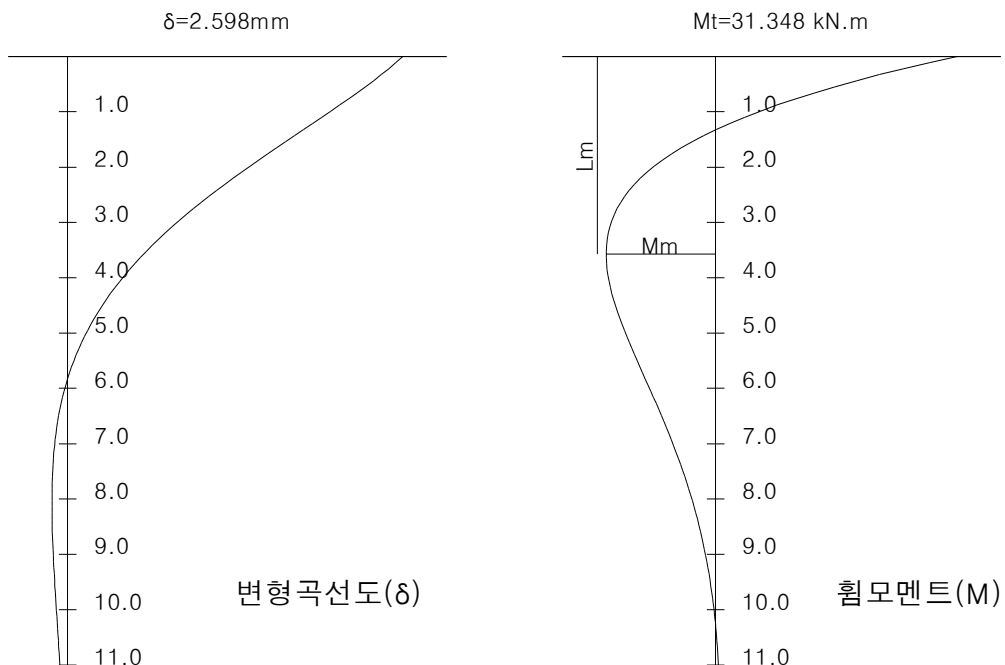
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -14.255 kN.m, 3.572 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.598 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.598 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	31.348	-32.912	2.598	
0.733	11.142	-22.483	2.199	
1.467	-2.093	-13.950	1.737	
2.200	-9.809	-7.421	1.284	
2.933	-13.434	-2.756	0.881	
3.667	-14.240	0.319	0.551	
4.400	-13.276	2.128	0.297	
5.133	-11.349	2.996	0.115	
5.867	-9.041	3.211	-0.006	
6.600	-6.740	3.013	-0.078	
7.333	-4.677	2.589	-0.113	
8.067	-2.965	2.072	-0.123	
8.800	-1.639	1.551	-0.116	
9.533	-0.678	1.082	-0.100	
10.267	-0.033	0.691	-0.080	
11.000	0.356	0.386	-0.060	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 4 : SVB22

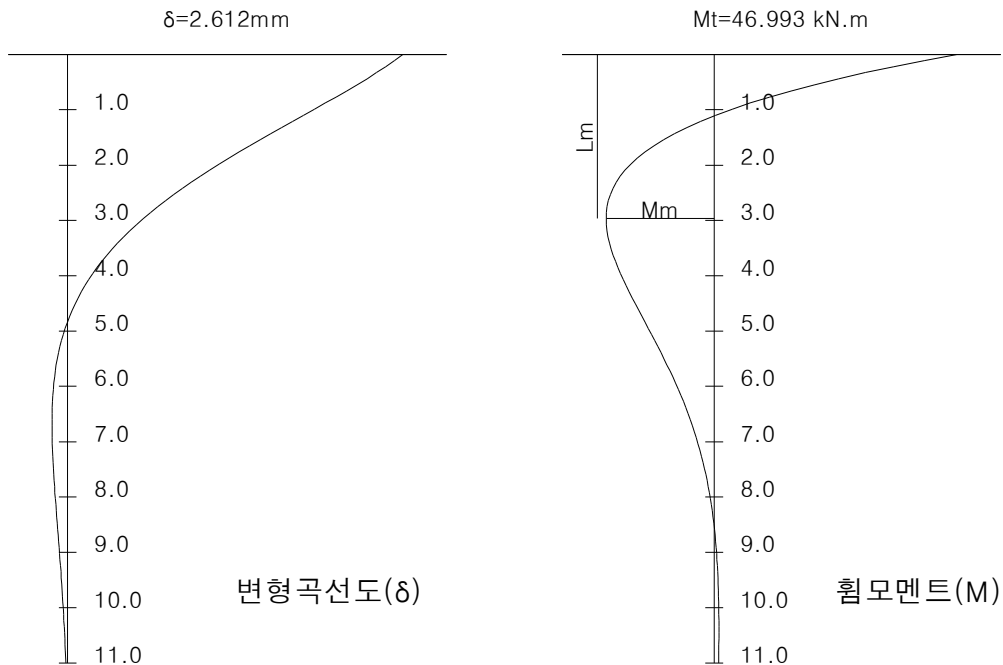
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -20.939 kN.m, 2.966 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.612 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.612 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	46.993	-59.064	2.612	
0.733	12.079	-36.921	2.121	
1.467	-8.398	-19.804	1.557	
2.200	-18.224	-7.805	1.034	
2.933	-20.935	-0.251	0.607	
3.667	-19.438	3.846	0.292	
4.400	-15.889	5.506	0.081	
5.133	-11.738	5.621	-0.044	
5.867	-7.850	4.890	-0.105	
6.600	-4.651	3.807	-0.123	
7.333	-2.274	2.687	-0.115	
8.067	-0.675	1.705	-0.095	
8.800	0.280	0.937	-0.070	
9.533	0.754	0.392	-0.047	
10.267	0.902	0.043	-0.028	
11.000	0.855	-0.150	-0.014	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉔ COMBO 1 : ULB01

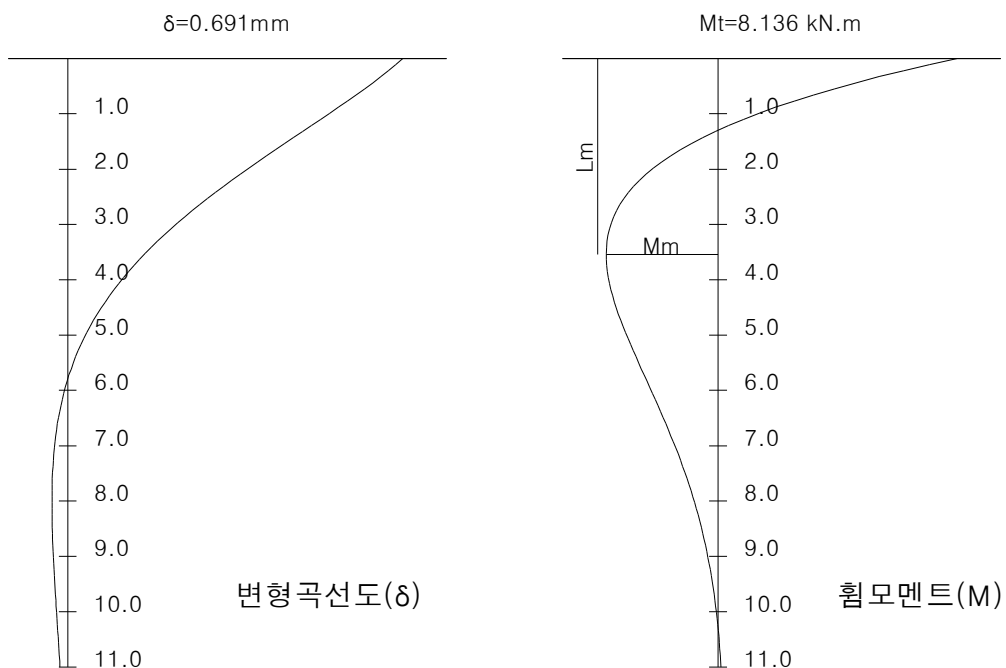
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -3.812 kN.m, 3.544 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.691 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.691 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	8.136	-8.686	0.691	
0.733	2.812	-5.914	0.584	
1.467	-0.663	-3.653	0.460	
2.200	-2.678	-1.928	0.339	
2.933	-3.612	-0.698	0.232	
3.667	-3.805	0.109	0.144	
4.400	-3.534	0.582	0.077	
5.133	-3.012	0.806	0.029	
5.867	-2.393	0.858	-0.003	
6.600	-1.780	0.802	-0.021	
7.333	-1.231	0.687	-0.030	
8.067	-0.777	0.548	-0.033	
8.800	-0.427	0.410	-0.031	
9.533	-0.173	0.285	-0.027	
10.267	-0.004	0.181	-0.021	
11.000	0.098	0.101	-0.016	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉞ COMBO 2 : ULB21

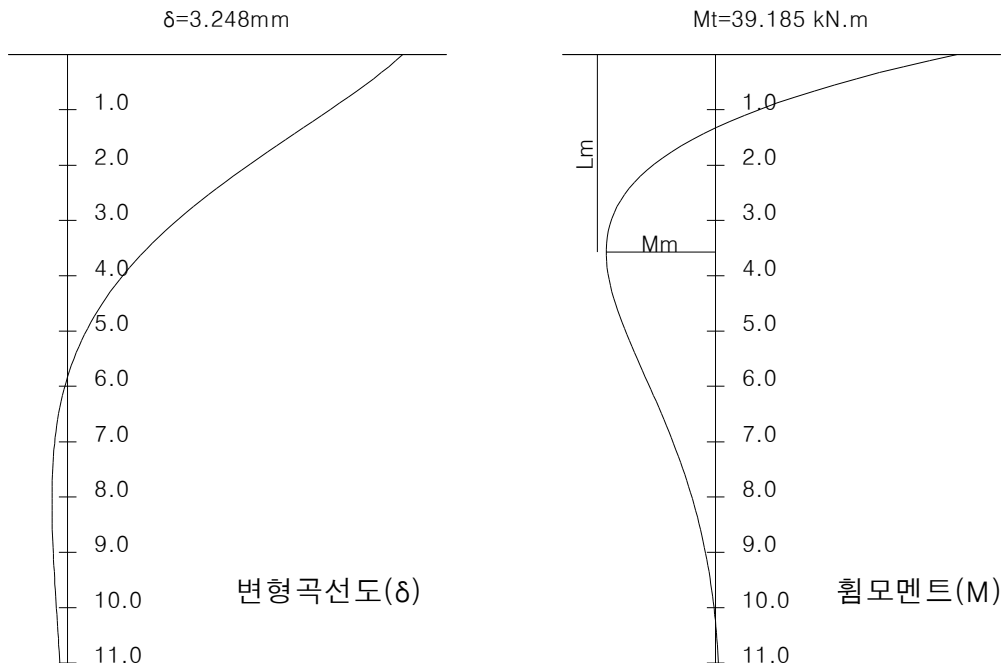
㉞ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -17.819 kN.m, 3.572 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.248 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.248 mm

㉞ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	39.185	-41.141	3.248	
0.733	13.928	-28.103	2.749	
1.467	-2.617	-17.437	2.171	
2.200	-12.261	-9.276	1.604	
2.933	-16.793	-3.445	1.102	
3.667	-17.800	0.398	0.689	
4.400	-16.595	2.660	0.371	
5.133	-14.186	3.745	0.143	
5.867	-11.302	4.014	-0.008	
6.600	-8.425	3.767	-0.097	
7.333	-5.846	3.236	-0.141	
8.067	-3.707	2.589	-0.153	
8.800	-2.049	1.939	-0.145	
9.533	-0.847	1.352	-0.125	
10.267	-0.041	0.863	-0.100	
11.000	0.446	0.483	-0.076	

㉞ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 3 : UEB21

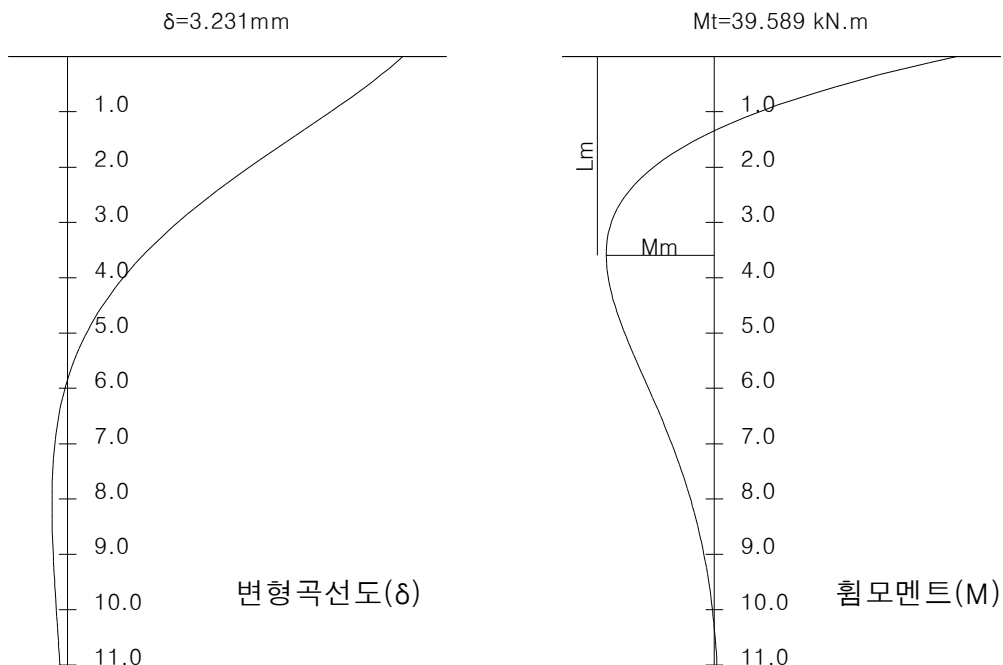
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -17.673 kN.m, 3.590 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.231 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.231 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	39.589	-41.141	3.231	
0.733	14.310	-28.159	2.740	
1.467	-2.287	-17.520	2.167	
2.200	-11.997	-9.367	1.604	
2.933	-16.593	-3.531	1.104	
3.667	-17.661	0.323	0.692	
4.400	-16.505	2.599	0.375	
5.133	-14.135	3.699	0.147	
5.867	-11.279	3.981	-0.005	
6.600	-8.422	3.746	-0.095	
7.333	-5.855	3.224	-0.139	
8.067	-3.722	2.584	-0.152	
8.800	-2.066	1.938	-0.144	
9.533	-0.864	1.354	-0.124	
10.267	-0.056	0.867	-0.100	
11.000	0.433	0.487	-0.075	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 4 : ULB22

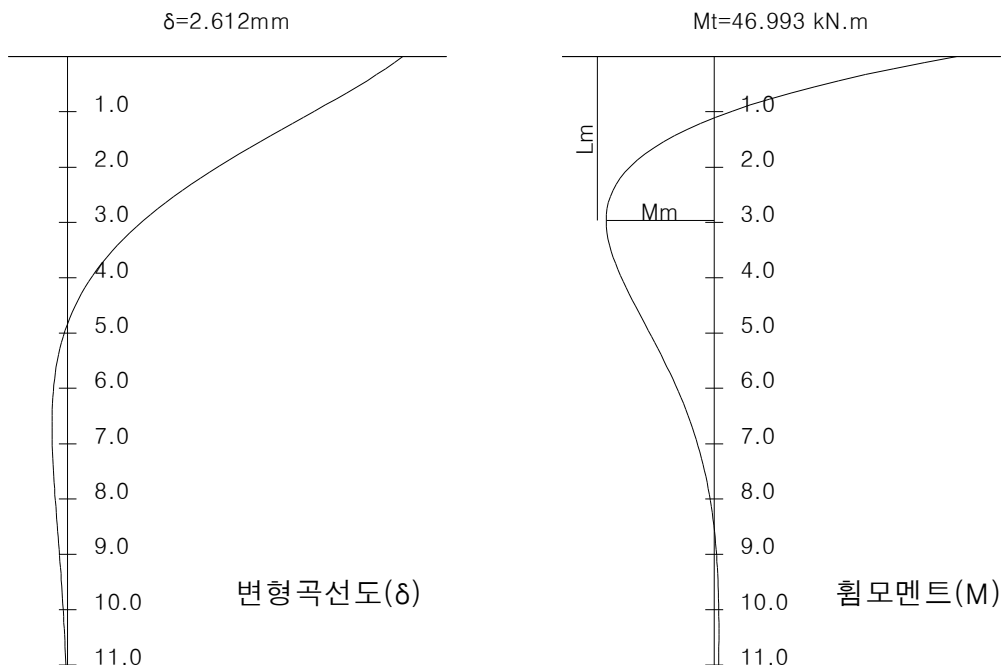
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -20.939 kN.m, 2.966 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.612 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.612 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	46.993	-59.064	2.612	
0.733	12.079	-36.921	2.121	
1.467	-8.398	-19.804	1.557	
2.200	-18.224	-7.805	1.034	
2.933	-20.935	-0.251	0.607	
3.667	-19.438	3.846	0.292	
4.400	-15.889	5.506	0.081	
5.133	-11.738	5.621	-0.044	
5.867	-7.850	4.890	-0.105	
6.600	-4.651	3.807	-0.123	
7.333	-2.274	2.687	-0.115	
8.067	-0.675	1.705	-0.095	
8.800	0.280	0.937	-0.070	
9.533	0.754	0.392	-0.047	
10.267	0.902	0.043	-0.028	
11.000	0.855	-0.150	-0.014	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



② 말뚝머리 힌지일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	8452.070	15000.002	$2EI \beta^3$	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}	$\sum (K_1 \cos^2 \theta_i + K_v \sin^2 \theta_i)$	211301.7	375000.1
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}	$\sum (K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)$	8048727.3	8048727.3
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}	$\sum \{K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i\} x_i^2 + (K_2 + K_3)x_i \sin \theta_i + K_4\}$	27204698.2	27204698.2
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	0.0038940	0.0015962	0.0003633	COMBO 1	0.0010276	0.0023099	0.0001165
COMBO 2	0.0038940	0.0014629	0.0004262	COMBO 2	0.0048675	0.0018286	0.0005327
COMBO 3	0.0038940	0.0014629	0.0004262	COMBO 3	0.0048675	0.0014326	0.0005207
COMBO 4	0.0039376	0.0013200	0.0005012	COMBO 4	0.0039376	0.0013200	0.0005012

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 3.938 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	0.0038940	0.0025409	0.0003633	818.039	32.912	0.000
	2	0.0038940	0.0020686	0.0003633	665.971	32.912	0.000
	3	0.0038940	0.0015962	0.0003633	513.903	32.912	0.000
	4	0.0038940	0.0011239	0.0003633	361.835	32.912	0.000
	5	0.0038940	0.0006516	0.0003633	209.767	32.912	0.000
COMBO 2	1	0.0038940	0.0025710	0.0004262	827.716	32.912	0.000
	2	0.0038940	0.0020169	0.0004262	649.344	32.912	0.000
	3	0.0038940	0.0014629	0.0004262	470.973	32.912	0.000
	4	0.0038940	0.0009088	0.0004262	292.601	32.912	0.000
	5	0.0038940	0.0003548	0.0004262	114.229	32.912	0.000
COMBO 3	1	0.0038940	0.0025710	0.0004262	827.716	32.912	0.000
	2	0.0038940	0.0020169	0.0004262	649.344	32.912	0.000
	3	0.0038940	0.0014629	0.0004262	470.973	32.912	0.000
	4	0.0038940	0.0009088	0.0004262	292.601	32.912	0.000
	5	0.0038940	0.0003548	0.0004262	114.229	32.912	0.000
COMBO 4	1	0.0039376	0.0026232	0.0005012	844.542	59.064	0.000
	2	0.0039376	0.0019716	0.0005012	634.753	59.064	0.000
	3	0.0039376	0.0013200	0.0005012	424.964	59.064	0.000
	4	0.0039376	0.0006683	0.0005012	215.175	59.064	0.000
	5	0.0039376	0.0000167	0.0005012	5.385	59.064	0.000

- 계수하중 조합

구 분		$\delta x(i)$	$\delta y(i)$	α	$P_n(i)$	$Ph(i)$	$M_t(i)$
COMBO 1	1	0.0010276	0.0026129	0.0001165	841.212	8.686	0.000
	2	0.0010276	0.0024614	0.0001165	792.442	8.686	0.000
	3	0.0010276	0.0023099	0.0001165	743.672	8.686	0.000
	4	0.0010276	0.0021584	0.0001165	694.903	8.686	0.000
	5	0.0010276	0.0020069	0.0001165	646.133	8.686	0.000
COMBO 2	1	0.0048675	0.0032137	0.0005327	1034.645	41.141	0.000
	2	0.0048675	0.0025211	0.0005327	811.681	41.141	0.000
	3	0.0048675	0.0018286	0.0005327	588.716	41.141	0.000
	4	0.0048675	0.0011361	0.0005327	365.751	41.141	0.000
	5	0.0048675	0.0004435	0.0005327	142.787	41.141	0.000
COMBO 3	1	0.0048675	0.0027864	0.0005207	897.076	41.141	0.000
	2	0.0048675	0.0021095	0.0005207	679.152	41.141	0.000
	3	0.0048675	0.0014326	0.0005207	461.227	41.141	0.000
	4	0.0048675	0.0007557	0.0005207	243.302	41.141	0.000
	5	0.0048675	0.0000788	0.0005207	25.377	41.141	0.000
COMBO 4	1	0.0039376	0.0026232	0.0005012	844.542	59.064	0.000
	2	0.0039376	0.0019716	0.0005012	634.753	59.064	0.000
	3	0.0039376	0.0013200	0.0005012	424.964	59.064	0.000
	4	0.0039376	0.0006683	0.0005012	215.175	59.064	0.000
	5	0.0039376	0.0000167	0.0005012	5.385	59.064	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	2.600	0	818.039	32.912	0.000	5
	2	1.300	0	665.971	32.912	0.000	5
	3	0.000	0	513.903	32.912	0.000	5
	4	-1.300	0	361.835	32.912	0.000	5
	5	-2.600	0	209.767	32.912	0.000	5
	계			12847.579	822.812	0.000	25
COMBO 2	1	2.600	0	827.716	32.912	0.000	5
	2	1.300	0	649.344	32.912	0.000	5
	3	0.000	0	470.973	32.912	0.000	5
	4	-1.300	0	292.601	32.912	0.000	5
	5	-2.600	0	114.229	32.912	0.000	5
	계			11774.318	822.812	0.000	25
COMBO 3	1	2.600	0	827.716	32.912	0.000	5
	2	1.300	0	649.344	32.912	0.000	5
	3	0.000	0	470.973	32.912	0.000	5
	4	-1.300	0	292.601	32.912	0.000	5
	5	-2.600	0	114.229	32.912	0.000	5
	계			11774.318	822.812	0.000	25
COMBO 4	1	2.600	0	844.542	59.064	0.000	5
	2	1.300	0	634.753	59.064	0.000	5
	3	0.000	0	424.964	59.064	0.000	5
	4	-1.300	0	215.175	59.064	0.000	5
	5	-2.600	0	5.385	59.064	0.000	5
	계			10624.098	1476.588	0.000	25

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	2.600	0	841.212	8.686	0.000	5
	2	1.300	0	792.442	8.686	0.000	5
	3	0.000	0	743.672	8.686	0.000	5
	4	-1.300	0	694.903	8.686	0.000	5
	5	-2.600	0	646.133	8.686	0.000	5
	계			18591.812	217.138	0.000	25
COMBO 2	1	2.600	0	1034.645	41.141	0.000	5
	2	1.300	0	811.681	41.141	0.000	5
	3	0.000	0	588.716	41.141	0.000	5
	4	-1.300	0	365.751	41.141	0.000	5
	5	-2.600	0	142.787	41.141	0.000	5
	계			14717.898	1028.515	0.000	25
COMBO 3	1	2.600	0	897.076	41.141	0.000	5
	2	1.300	0	679.152	41.141	0.000	5
	3	0.000	0	461.227	41.141	0.000	5
	4	-1.300	0	243.302	41.141	0.000	5
	5	-2.600	0	25.377	41.141	0.000	5
	계			11530.668	1028.515	0.000	25
COMBO 4	1	2.600	0	844.542	59.064	0.000	5
	2	1.300	0	634.753	59.064	0.000	5
	3	0.000	0	424.964	59.064	0.000	5
	4	-1.300	0	215.175	59.064	0.000	5
	5	-2.600	0	5.385	59.064	0.000	5
	계			10624.098	1476.588	0.000	25

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉔ COMBO 1 : SVB17

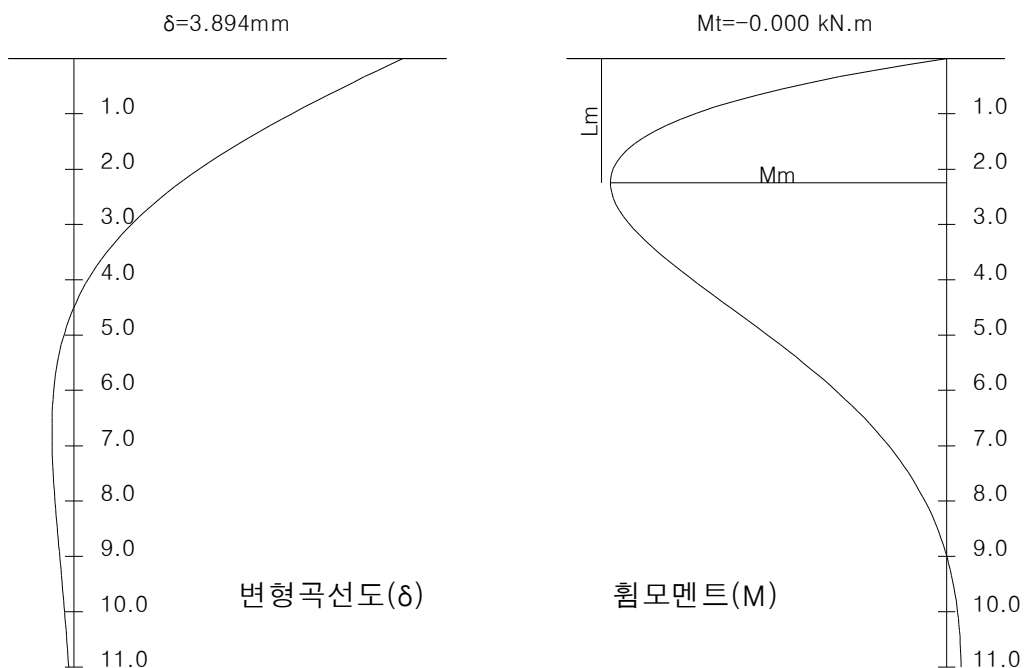
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -30.368 kN.m, 2.248 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.894 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.894 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-32.912	3.894	
0.733	-18.476	-18.186	2.915	
1.467	-27.666	-7.516	2.033	
2.200	-30.360	-0.360	1.298	
2.933	-28.887	3.962	0.725	
3.667	-25.070	6.149	0.309	
4.400	-20.235	6.834	0.028	
5.133	-15.282	6.550	-0.143	
5.867	-10.763	5.714	-0.231	
6.600	-6.961	4.632	-0.260	
7.333	-3.977	3.514	-0.251	
8.067	-1.785	2.487	-0.220	
8.800	-0.290	1.619	-0.179	
9.533	0.634	0.934	-0.137	
10.267	1.124	0.429	-0.097	
11.000	1.303	0.083	-0.064	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉞ COMBO 2 : SVB21

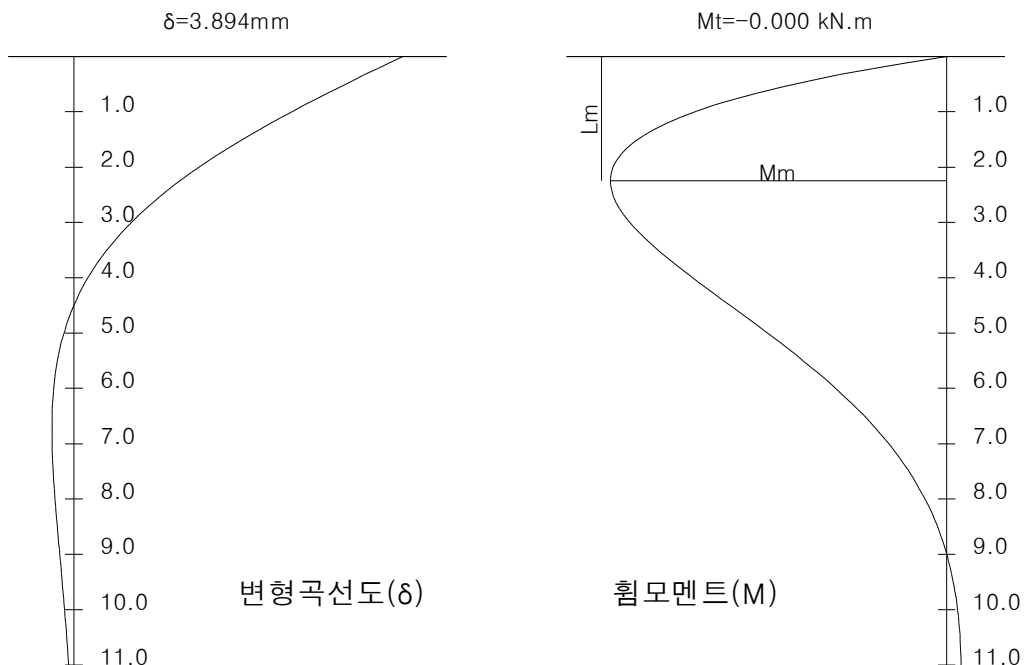
㉞ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -30.368 kN.m, 2.248 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.894 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.894 mm

㉞ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-32.912	3.894	
0.733	-18.476	-18.186	2.915	
1.467	-27.666	-7.516	2.033	
2.200	-30.360	-0.360	1.298	
2.933	-28.887	3.962	0.725	
3.667	-25.070	6.149	0.309	
4.400	-20.235	6.834	0.028	
5.133	-15.282	6.550	-0.143	
5.867	-10.763	5.714	-0.231	
6.600	-6.961	4.632	-0.260	
7.333	-3.977	3.514	-0.251	
8.067	-1.785	2.487	-0.220	
8.800	-0.290	1.619	-0.179	
9.533	0.634	0.934	-0.137	
10.267	1.124	0.429	-0.097	
11.000	1.303	0.083	-0.064	

㉞ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 3 : SVB21

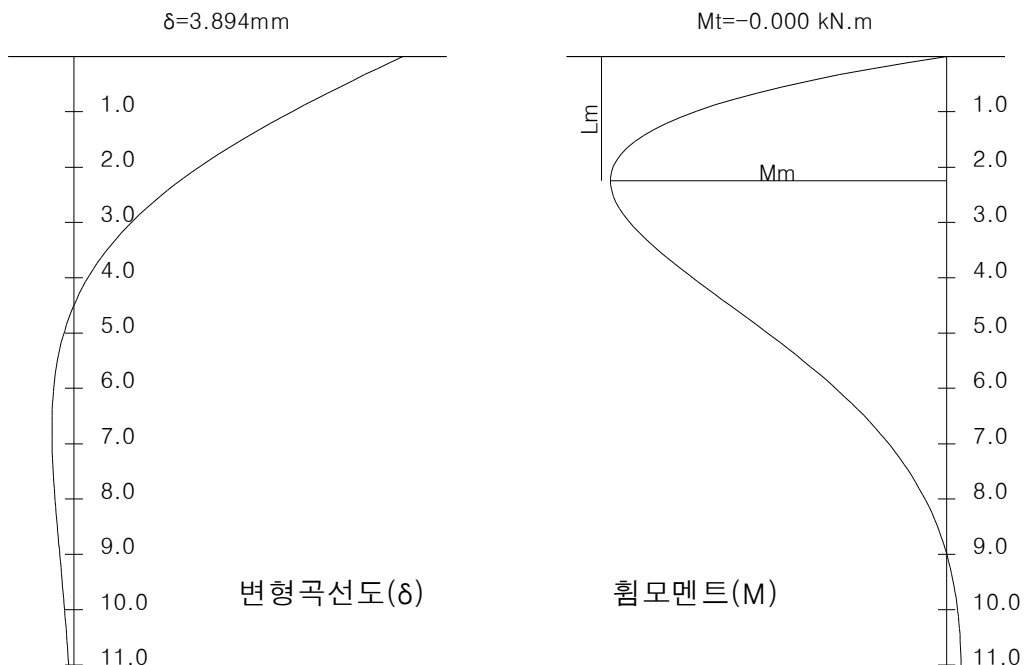
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -30.368 kN.m, 2.248 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.894 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.894 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-32.912	3.894	
0.733	-18.476	-18.186	2.915	
1.467	-27.666	-7.516	2.033	
2.200	-30.360	-0.360	1.298	
2.933	-28.887	3.962	0.725	
3.667	-25.070	6.149	0.309	
4.400	-20.235	6.834	0.028	
5.133	-15.282	6.550	-0.143	
5.867	-10.763	5.714	-0.231	
6.600	-6.961	4.632	-0.260	
7.333	-3.977	3.514	-0.251	
8.067	-1.785	2.487	-0.220	
8.800	-0.290	1.619	-0.179	
9.533	0.634	0.934	-0.137	
10.267	1.124	0.429	-0.097	
11.000	1.303	0.083	-0.064	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 4 : SVB22

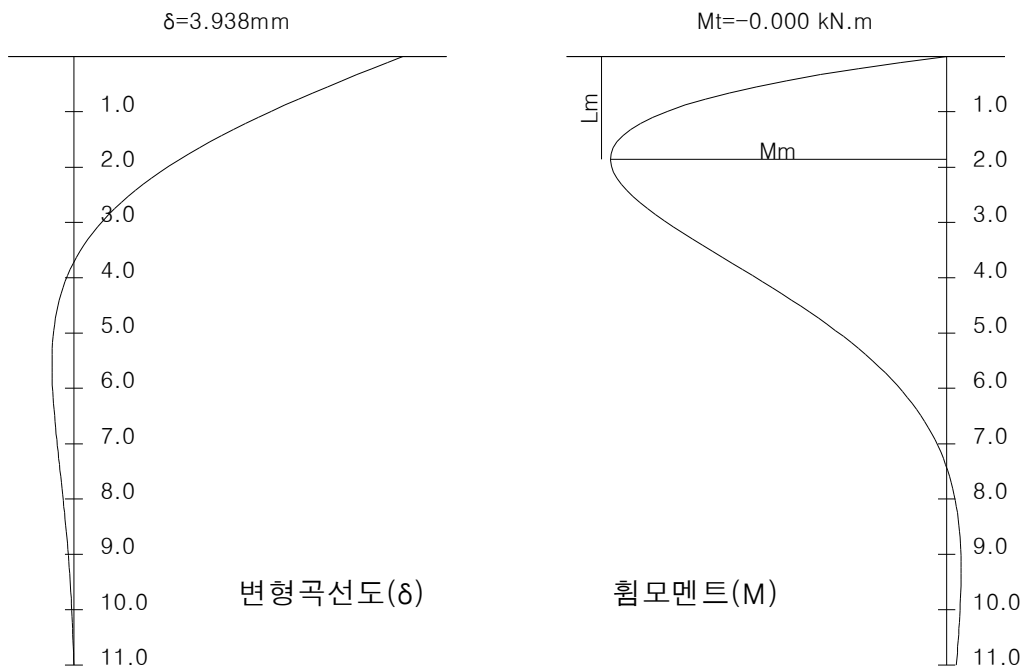
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -45.013 kN.m, 1.857 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.938 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.938 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-59.064	3.938	
0.733	-31.254	-28.021	2.750	
1.467	-43.648	-7.375	1.723	
2.200	-44.151	4.768	0.927	
2.933	-38.190	10.624	0.369	
3.667	-29.595	12.273	0.016	
4.400	-20.796	11.428	-0.175	
5.133	-13.129	9.360	-0.254	
5.867	-7.154	6.927	-0.260	
6.600	-2.931	4.641	-0.227	
7.333	-0.247	2.757	-0.177	
8.067	1.231	1.355	-0.125	
8.800	1.852	0.410	-0.080	
9.533	1.925	-0.157	-0.044	
10.267	1.692	-0.439	-0.018	
11.000	1.328	-0.529	-0.002	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉔ COMBO 1 : ULB01

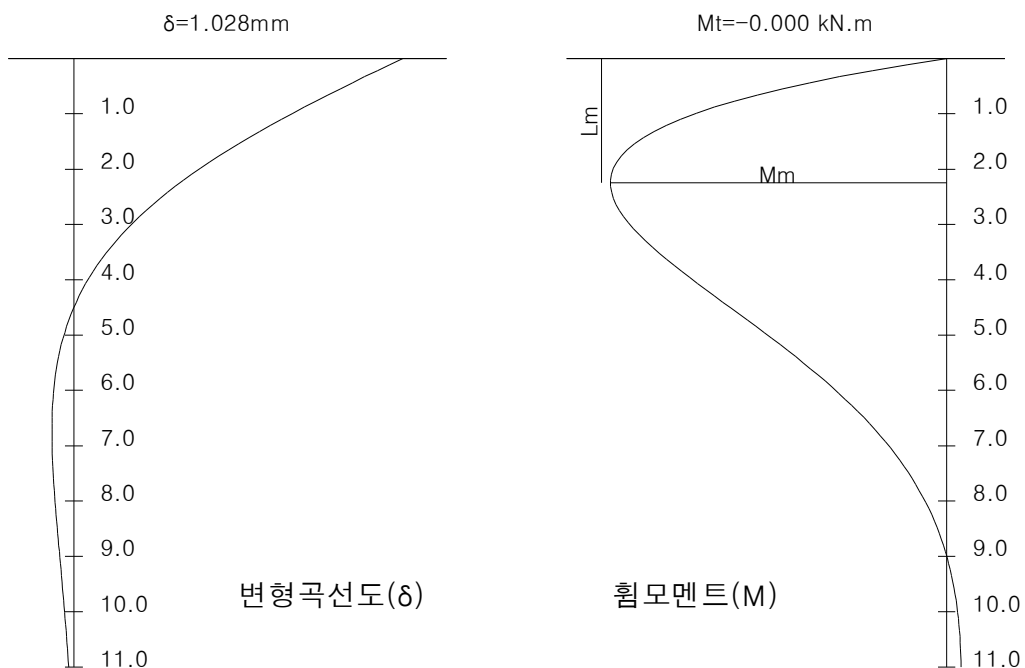
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -8.014 kN.m, 2.248 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.028 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.028 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-8.686	1.028	
0.733	-4.876	-4.799	0.769	
1.467	-7.301	-1.983	0.536	
2.200	-8.012	-0.095	0.342	
2.933	-7.623	1.046	0.191	
3.667	-6.616	1.623	0.082	
4.400	-5.340	1.803	0.007	
5.133	-4.033	1.728	-0.038	
5.867	-2.840	1.508	-0.061	
6.600	-1.837	1.222	-0.069	
7.333	-1.049	0.927	-0.066	
8.067	-0.471	0.656	-0.058	
8.800	-0.077	0.427	-0.047	
9.533	0.167	0.247	-0.036	
10.267	0.297	0.113	-0.026	
11.000	0.344	0.022	-0.017	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉞ COMBO 2 : ULB21

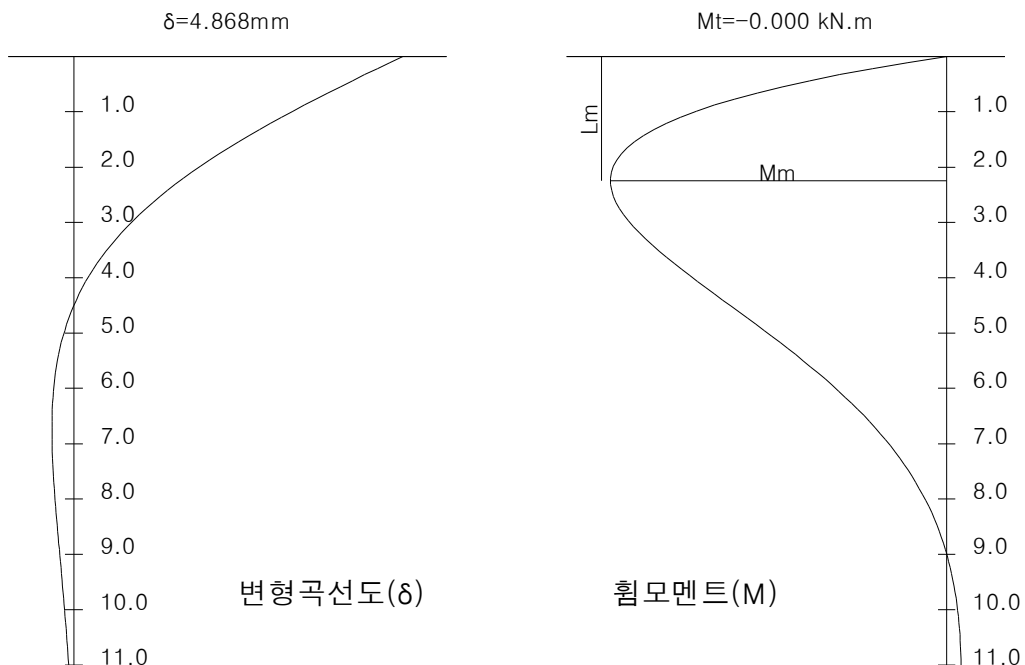
㉞ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -37.960 kN.m, 2.248 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.868 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.868 mm

㉞ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-41.141	4.868	
0.733	-23.096	-22.732	3.644	
1.467	-34.583	-9.395	2.541	
2.200	-37.950	-0.450	1.622	
2.933	-36.109	4.953	0.907	
3.667	-31.337	7.686	0.386	
4.400	-25.294	8.543	0.035	
5.133	-19.103	8.187	-0.179	
5.867	-13.453	7.142	-0.289	
6.600	-8.702	5.791	-0.325	
7.333	-4.971	4.392	-0.314	
8.067	-2.231	3.108	-0.276	
8.800	-0.363	2.023	-0.224	
9.533	0.793	1.168	-0.171	
10.267	1.405	0.537	-0.122	
11.000	1.628	0.104	-0.080	

㉞ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 3 : UEB21

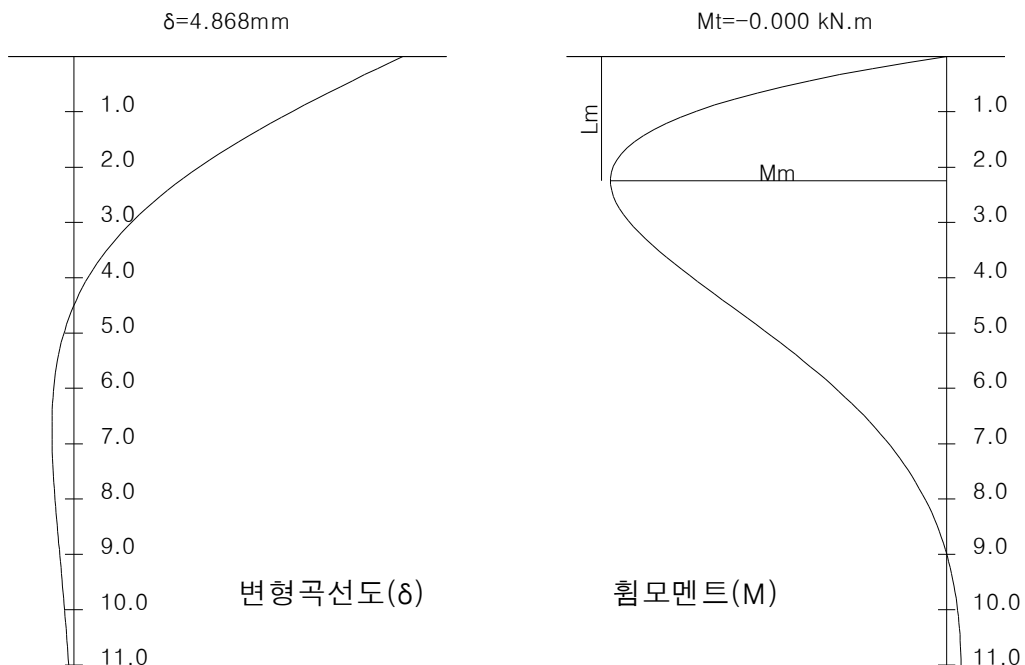
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -37.960 kN.m, 2.248 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.868 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.868 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-41.141	4.868	
0.733	-23.096	-22.732	3.644	
1.467	-34.583	-9.395	2.541	
2.200	-37.950	-0.450	1.622	
2.933	-36.109	4.953	0.907	
3.667	-31.337	7.686	0.386	
4.400	-25.294	8.543	0.035	
5.133	-19.103	8.187	-0.179	
5.867	-13.453	7.142	-0.289	
6.600	-8.702	5.791	-0.325	
7.333	-4.971	4.392	-0.314	
8.067	-2.231	3.108	-0.276	
8.800	-0.363	2.023	-0.224	
9.533	0.793	1.168	-0.171	
10.267	1.405	0.537	-0.122	
11.000	1.628	0.104	-0.080	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 4 : ULB22

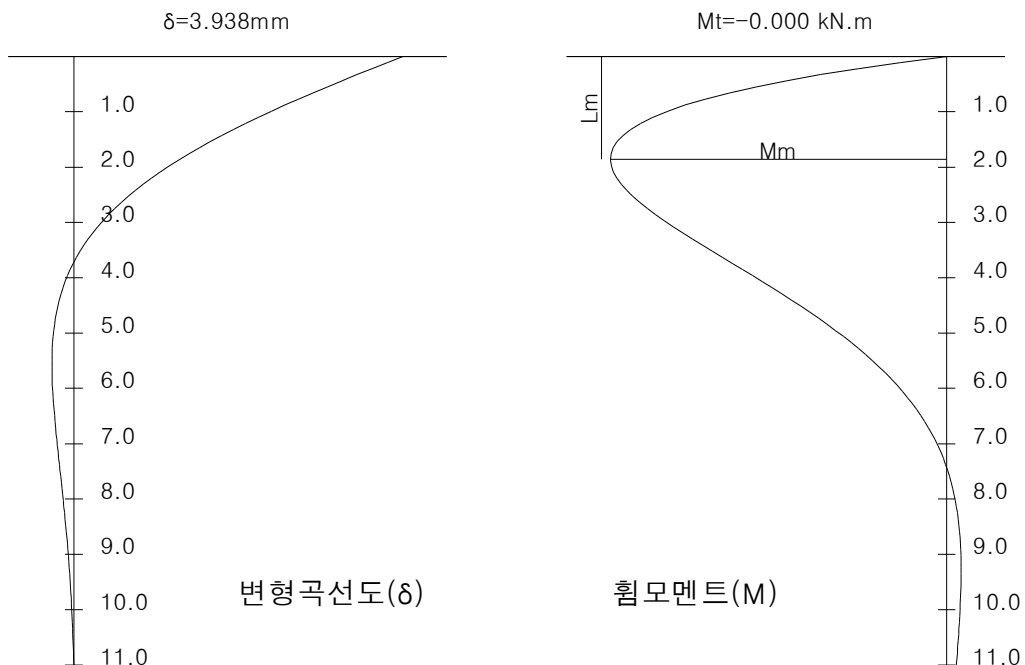
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -45.013 kN.m, 1.857 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.938 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.938 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-59.064	3.938	
0.733	-31.254	-28.021	2.750	
1.467	-43.648	-7.375	1.723	
2.200	-44.151	4.768	0.927	
2.933	-38.190	10.624	0.369	
3.667	-29.595	12.273	0.016	
4.400	-20.796	11.428	-0.175	
5.133	-13.129	9.360	-0.254	
5.867	-7.154	6.927	-0.260	
6.600	-2.931	4.641	-0.227	
7.333	-0.247	2.757	-0.177	
8.067	1.231	1.355	-0.125	
8.800	1.852	0.410	-0.080	
9.533	1.925	-0.157	-0.044	
10.267	1.692	-0.439	-0.018	
11.000	1.328	-0.529	-0.002	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



5) 말뚝의 안정성 검토

① 말뚝의 허용지지력 검토

가) 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 군말뚝의 영향 없음

$$Ra = 1/n \times Ru$$

Ra1 = 1730.000 kN (평상시) : 『지반조사보고서』 참조

Ra2 = 2595.000 kN (지진시) : 『지반조사보고서』 참조

나) 말뚝의 허용 수평변위 검토

평상시의 말뚝의 허용 수평변위 $\delta a = 15.000 > \delta = 3.8940 \text{ mm}$ 0.K

지진시의 말뚝의 허용 수평변위 $\delta a = 15.000 > \delta = 3.9376 \text{ mm}$ 0.K

다) 말뚝의 허용인발력

Pa1 = 187.160 kN (평상시) : 『지반조사보고서』 참조

Pa2 = 280.740 kN (지진시) : 『지반조사보고서』 참조

라) 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	843.775	184.032	1730.000	187.160	0.K
	HINGE	818.039	209.767	1730.000	187.160	0.K
COMBO 2	FIX	851.830	90.115	1730.000	187.160	0.K
	HINGE	827.716	114.229	1730.000	187.160	0.K
COMBO 3	FIX	851.830	90.115	1730.000	187.160	0.K
	HINGE	827.716	114.229	1730.000	187.160	0.K
COMBO 4	FIX	880.691	-30.763	2595.000	280.740	0.K
	HINGE	844.542	5.385	2595.000	280.740	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 : 11.10 m

이음개소수 : 0 개소

말뚝이음에 의한 허용응력 감소율 : 0.00%

장경비 (L/D) = 11.00/0.500 = 22.000 < 85 이므로 장경비에 따른 감소 없음.

따라서 허용응력의 총 감소율은 0.00% 적용

나) 말뚝의 휨응력 검토

말뚝타설시 항타로 인한 말뚝머리 파손이나 지지지반의 불균등 등으로 인하여 부득이 말뚝머리를 절단해야하는 경우가 있다. 이때 PC말뚝인 경우에는 절단된 위치로부터 일정구간까지

이미 도입된 프리스트레스가 감소하게 된다. 『깊은기초. 한국지반공학회 저』 7.5.2.2

허용 휨압축응력 f_{ca} = 28.000 MPa (평상시)

= 42.000 MPa (지진시)

허용 휨인장응력 f_{ta} = 0.000 MPa (평상시)

= -5.000 MPa (지진시)

★ 지중에 M_{max} 가 발생하는 경우

$$f = f_{ce1} \pm M/Z_e + V/A_e$$

$$= 4.104 \pm M / 9906000.0 + V / 108500.0$$

★ 두부에 M_{max} 가 발생하는 경우

$$f = f_{ce2} \pm M/Z_e + V/A_e$$

$$= 0.000 \pm M / 9906000.0 + V / 108500.0$$

구 분		V(kN)	M(kN.m)	f_c	f_{ca}	f_t	f_{ta}	비 고
COMBO 1	FIX	843.775	33.456	11.154	28.00	4.399	0.00	0.K
	HINGE	818.039	30.368	14.709	28.00	8.578	0.00	0.K
COMBO 2	FIX	851.830	31.348	11.016	28.00	4.686	0.00	0.K
	HINGE	827.716	30.368	14.798	28.00	8.667	0.00	0.K
COMBO 3	FIX	851.830	31.348	11.016	28.00	4.686	0.00	0.K
	HINGE	827.716	30.368	14.798	28.00	8.667	0.00	0.K
COMBO 4	FIX	880.691	46.993	12.861	42.00	3.373	-5.00	0.K
	HINGE	844.542	45.013	16.432	42.00	7.344	-5.00	0.K

다) 말뚝의 전단응력 검토

$$\tau_{sa} = 0.850 \text{ MPa (평상시)}$$

$$= 1.250 \text{ MPa (지진시)}$$

$$\tau = \alpha \times H_o / A_p$$

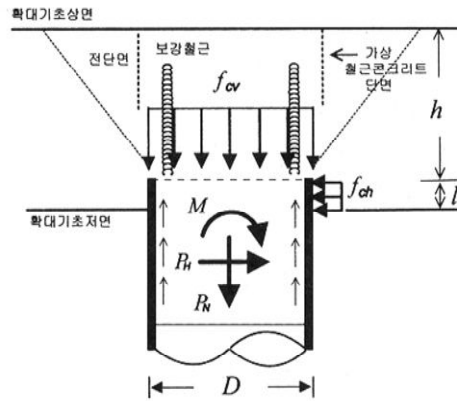
$$\alpha = 4 \times (D^2 + D \times d + d^2) / (3 \times (D^2 + d^2))$$

$$= 4 \times (500.0^2 + 500.0 \times 340.0 + 340.0^2) / (3 \times (500.0^2 + 340.0^2))$$

$$= 1.953 : \text{전단형상계수}$$

구 분		H(kN)	τ	τ_{sa}	비 고
COMBO 1	FIX	32.912	0.593	0.850	0.K
	HINGE	32.912	0.593	0.850	0.K
COMBO 2	FIX	32.912	0.593	0.850	0.K
	HINGE	32.912	0.593	0.850	0.K
COMBO 3	FIX	32.912	0.593	0.850	0.K
	HINGE	32.912	0.593	0.850	0.K
COMBO 4	FIX	59.064	1.063	1.250	0.K
	HINGE	59.064	1.063	1.250	0.K

6) 말뚝과 확대기초의 결합부 검토



① 압입력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수직지압응력

$$f_{cv} = \frac{P_{Nmax}}{\frac{\pi}{4} D^2} \leq f_{ca}$$

f_{ck} : 콘크리트의 설계기준강도(MPa)

P_{Nmax} : 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)

$$\begin{aligned} f_{cv} &= 851830.0 / (\pi/4 \times 500^2) \\ &= 4.338 \text{ MPa} \leq f_{ca} = 6.750 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

* 수직지압응력(f_{cv}) 검토 (지진시)

$$\begin{aligned} f_{cv} &= 880690.6 / (\pi/4 \times 500^2) \\ &= 4.485 \text{ MPa} \leq f_{ca}' = 8.978 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

b. 확대기초 콘크리트의 압발전단응력

$$\tau_v = \frac{P_{N \max}}{\pi(D+h)h} \leq \tau_{a3}$$

τ_{a3} : 상시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) , (해설표 참조)

$\tau_{a3'}$: 지진시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) , (해설표 참조)

h : 확대기초의 유효두께 (mm)

-해설 표. 확대기초의 허용수직압발전단응력, τ_{a3} (MPa)

콘크리트의 설계기준강도 f_{ck}		21	24	27	30
허용압발 전단응력	상시 (τ_{a3})	0.85	0.90	0.95	1.00
	지진시 ($\tau_{a3'}$)	1.131	1.197	1.264	1.330

* 압발전단응력(τ_v) 검토 (상시)

$$\begin{aligned} \tau_v &= 851830.0 / \{ \pi \times (500 + 1900) \times 1900 \} \\ &= 0.059 \text{ MPa} \leq \tau_{a3} = 0.950 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

* 압발전단응력(τ_v) 검토 (지진시)

$$\begin{aligned} \tau_v &= 880690.6 / \{ \pi \times (500 + 1900) \times 1900 \} \\ &= 0.061 \text{ MPa} \leq \tau_{a3'} = 1.264 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 인발력에 대한 검토

원칙적으로 인발력에 대한 검토는 하지 않아도 된다. [도로교 설계기준 해설(하부구조편) P292]

③ 수평력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수평지압응력

$$f_{ch} = \frac{P_{H \max}}{D \cdot l} \leq f_{ca}$$

$P_{H \max}$: 상시와 지진시, 말뚝머리에 작용하는 최대 말뚝축직각방향력 (N)

l : 말뚝의 매입길이 = 100 mm

* 수평지압응력(f_{ch}) 검토 (상시)

$$\begin{aligned} f_{ch} &= 32912.494 / (500 \times 100) \\ &= 0.658 \text{ MPa} \leq f_{ca} = 6.750 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

* 수평지압응력(f_{ch}) 검토 (지진시)

$$\begin{aligned} f_{ch} &= 59063.516 / (500 \times 100) \\ &= 1.181 \text{ MPa} \leq f_{ca'} = 8.978 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

b. 확대기초 단부 말쪽에 대한 수평압발전단응력

$$\tau_h = \frac{P_{Hmax}}{h'(2l + D + 2h')} \leq \tau_{a3}$$

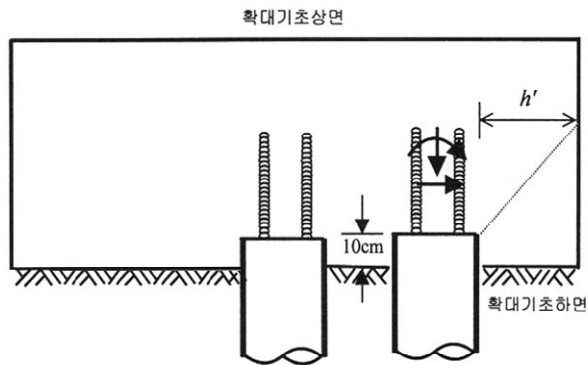
h' : 수평방향의 압발전단에 저항하는 확대기초의 유효두께 (m)

* 수평압발전단응력(τ_h) 검토 (상시)

$$\begin{aligned} \tau_h &= 32912.494 / \{400 \times (200 + 500 + 800)\} \\ &= 0.055 \text{ MPa} \leq \tau_{a3} = 0.950 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

* 수평압발전단응력(τ_h) 검토 (지진시)

$$\begin{aligned} \tau_h &= 59063.516 / \{400 \times (200 + 500 + 800)\} \\ &= 0.098 \text{ MPa} \leq \tau_{a3'} = 1.264 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$



④ 철근정착

$$L_o = \frac{f_{sa1} A_{st}}{\tau_{oa} U}$$

f_{sa1} : 이형철근의 허용인장응력 (MPa) , (해설표 참조)

A_{st} : 이형철근의 공칭단면적 (mm^2) , (해설표 참조)

U : 이형철근의 공칭둘레길이 (mm)

τ_{oa} : 콘크리트의 허용부착응력 (MPa) , (해설표 참조)

$d1$: 이형철근의 공칭지름 (mm)

- 해설 표. 이형철근의 허용응력, f_{sa1} (MPa)

철근의 종류	SD30	SD35	SD40
인장 및 압축응력	150	175	180

- 해설 표. 이형철근의 표준치수

철근의 종류, D(mm)	D19	D22	D25	D29	D32
공칭지름, d1(mm)	19.1	22.2	25.4	28.6	31.8
공칭단면적, $A_{st}(\text{mm}^2)$	286.5	387.1	506.7	642.4	794.2
공칭둘레, U(mm)	60.0	70.0	80.0	90.0	100.0

- 해설 표. 콘크리트의 허용부착응력, τ_{oa} (MPa)

콘크리트의 설계기준강도 (f_{ck})	21.0	24.0	27.0	30.0
이형철근과 콘크리트의 허용부착응력 (τ_{oa})	1.4	1.6	1.7	1.8

★ 철근의 정착길이

일반적으로, $L_o \geq L_{\min} = 35d1$ 로 하는 것이 좋다. $L_{\min} = 35 \times 19.1 = 668.5 \text{ mm}$

$$L_o = 150.000 \times 286.500 / (1.700 \times 60.000) = 421.324 (\leq 668.500) \\ = 668.5 (\text{mm})$$

이때, 정착길이는 다음을 만족하여야 한다.

$$L \geq L_o + D/2 = 668.5 + 500/2 = 918.5 \text{ mm}$$

⑤ 확대기초 속에 말뚝머리부분의 매입길이는 최소한 100 mm로 한다.

⑥ 연직 지압강도에 대한 검토 (콘 · 설 · 해 6.8 지압강도)

$$\phi V_n = \phi (0.85 f_{ck} A_1)$$

A1 : 재하면적 (mm²)

A2 : 지지면적 (mm²)

★ 연직지압강도

$$\begin{aligned}\phi V_n &= 0.700 \times (0.85 \times 27.0 \times 196349.5) \\ &= 3154355.374 \text{ N} \geq P_{N\max} = 1064787.537 \text{ N} \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

⑦ PUNCHING 전단강도에 대한 검토 (콘 · 설 · 해 7.12.2 2방향 거동에 대한 전단강도)

$$\phi V_n = \phi \left(\frac{1}{3} \sqrt{f_{ck}} \cdot b_p \cdot d \right)$$

d : 유효깊이 (말뚝위치의 단면두께 - 저판에서의 철근덮개)

b_p : $\pi \times$ (말뚝직경 + d)

★ PUNCHING 전단강도

$$\begin{aligned}\phi V_n &= 0.800 \times \left(\frac{1}{3} \times \sqrt{27.0} \times 7382.7 \times 1850 \right) \\ &= 18925182.566 \text{ N} \geq P_{N\max} = 1064787.537 \text{ N} \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

오창JCT R-D P8 두부보강

- 설계조건

1. PHC말뚝 제원

말뚝직경 (D) : 500 mm

말뚝두께 (t) : 80 mm

* 말뚝두부는 콘크리트 내부에 근입되므로 부식치는 고려하지 않음

2. 확대기초 콘크리트 제원

단면두께 (H) : 2300 mm

말뚝매입길이(l) : 100 mm

수직유효두께(h) : 2200 mm

수평유효두께(h') : 400 mm 최외곽의 말뚝중심에서 기초 연단까지의 거: 650 mm

설계기준강도(f_{ck}) : 27 MPa

지압응력면적비 ($\sqrt{A_2 / A_1}$) : 1

콘크리트 허용수직지압응력(f_{ca}) : 6.75 MPa 상시 / 8.98 MPa 지진시

콘크리트 압발(편칭) 전단응력(τ_{a3}) : .95 MPa 상시 / 1.26 MPa 지진시

콘크리트 허용부착응력(v_{oa}) : 1.70 MPa 상시 / 2.26 MPa 지진시

3. 보강철근 제원

보강철근의 종류 : H16(SD40) 보강철근 적용수량 8 개

보강철근 1개의 공칭단면적(A_{st}) : 198.6 mm² 보강철근량(A_s) : 1588.8 mm²

보강철근 1개의 공칭직경(d) : 15.9 mm

보강철근 1개의 공칭둘레(U) : 50 mm

보강철근의 허용인장응력(f_{sa}) : 180.0 MPa 상시 / 239.4 MPa 지진시

4. 말뚝머리에 작용하는 하중

① 평상시

최대수직력(PNmax) : 1041.311 kN

최소수직력(PNmin) : 71.875 kN

최대수평력(Hmax) : 41.456 kN

최대휨모멘트(Mmax) : 17.309 kN-m

② 지진시

최대수직력(PNmax) : 914.299 kN

최소수직력(PNmin) : 5.385 kN

최대수평력(Hmax) : 59.064 kN

최대휨모멘트(Mmax) : 16.645 kN-m

* 말뚝머리 작용하중은 도로교설계기준에 명시된 변위법에 의거함

- 구조계산결과

1. 확대기초에 대한 검토

1) 수직력에 대한 검토

① 기초 콘크리트의 수직방향 지압응력

a. 평상시

$$\begin{aligned} f_{cv} &= P_{nmax} / (\pi \times D^2 / 4) \leq f_{ca} \\ &= 1041.3 / (\pi \times 0.5^2 / 4) \\ &= 5.30 \text{ MPa} \leq 6.75 \text{ MPa} \quad 0.K \end{aligned}$$

b. 지진시

$$\begin{aligned} f_{cv} &= P_{nmax} / (\pi \times D^2 / 4) \leq f_{ca} \\ &= 914.3 / (\pi \times 0.5^2 / 4) \\ &= 4.66 \text{ MPa} \leq 8.98 \text{ MPa} \quad 0.K \end{aligned}$$

② 기초 콘크리트의 수직방향 압발(편칭) 전단응력

a. 평상시

$$\begin{aligned} \tau_v &= P_{nmax} / (\pi \times (D + h) \times h) \leq \tau_{a3} \\ &= 1041.3 / (\pi \times (0.5 + 2.2) \times 2.2) \\ &= .06 \text{ MPa} \leq .95 \text{ MPa} \quad 0.K \end{aligned}$$

b. 지진시

$$\begin{aligned} \tau_v &= P_{nmax} / (\pi \times (D + h) \times h) \leq \tau_{a3} \\ &= 914.3 / (\pi \times (0.5 + 2.2) \times 2.2) \\ &= .05 \text{ MPa} \leq 1.26 \text{ MPa} \quad 0.K \end{aligned}$$

2) 수평력에 대한 검토

① 기초 콘크리트의 수평방향 지압응력

a. 평상시

$$\begin{aligned} f_{ch} &= H_{max} / (D \times l) \leq f_{ca} \\ &= 41.456 / (0.5 \times 0.1) \\ &= .83 \text{ MPa} \leq 6.75 \text{ MPa} \quad 0.K \end{aligned}$$

b. 지진시

$$\begin{aligned} f_{ch} &= H_{max} / (D \times l) \leq f_{ca} \\ &= 59.064 / (0.5 \times 0.1) \\ &= 1.18 \text{ MPa} \leq 8.98 \text{ MPa} \quad 0.K \end{aligned}$$

② 기초 콘크리트의 수평방향 압발(편칭) 전단응력

a. 평상시

$$\begin{aligned}\tau_h &= H_{\max} / (h' \times (2l + D + 2h')) \leq \tau_{a3} \\ &= 41.456 / (0.4 \times (2 \times 0.1 + 0.5 + 2 \times 0.4)) \\ &= .07 \text{ MPa} \leq .95 \text{ MPa} \quad 0.K\end{aligned}$$

b. 지진시

$$\begin{aligned}\tau_h &= H_{\max} / (h' \times (2l + D + 2h')) \leq \tau_{a3} \\ &= 59.064 / (0.4 \times (2 \times 0.1 + 0.5 + 2 \times 0.4)) \\ &= .10 \text{ MPa} \leq 1.26 \text{ MPa} \quad 0.K\end{aligned}$$

2. 가상철근 콘크리트 단면의 응력검토

1) 이론식

콘크리트의 응력은 원형 단주의 응력계산식을 이용하여 다음과 같이 구한다.

$$f_c = (M' / r^3) C \leq f_{ca} (= 0.4f_{ck}) \quad - \text{식(1)}$$

단, 콘크리트의 휨압축응력계수(C)는 다음과 같다.

$$C = \frac{1 - \cos \phi}{2\sin^3 \phi / 3 - \phi \cos \phi + \sin \phi \cos^2 \phi + \phi / 4 - k} \quad - \text{식(2)}$$

$$k = \sin \phi \cos \phi / 4 + \sin^3 \phi \cos \phi / 6 - \pi n p (0.5(rs/r)^2 - \cos \phi)$$

위 식에서 ϕ 는 아래의 식에서 구한다.

① 말뚝머리에 작용하는 축방향력, $P \neq 0$ 인 경우

$$e/r = \frac{1/4 - \sin \phi \cos \phi (5/12 - \cos^2 \phi / 6) + 0.5 \pi n p (rs/r)^2}{\sin \phi (2 + \cos^2 \phi) / 3 - \phi \cos \phi - \pi n p \cos \phi} \quad - \text{식(3)}$$

② 말뚝머리에 작용하는 축방향력, $P=0$ 인 경우

$$0 = \sin \phi (2 + \cos^2 \phi) / 3 - \phi \cos \phi - \pi n p \cos \phi \quad - \text{식(4)}$$

단, $0 \leq \phi \leq \cos^{-1}(rs/r)$

그리고 보강철근의 응력은 다음과 같이 구한다.

$$f_s = (M/r^3) S \times n \leq f_{sa} \quad - \text{식(5)}$$

단, 보강철근의 휨인장응력계수(S)는 다음과 같다.

$$S = C \times \frac{rs/r + \cos \phi}{1 - \cos \phi} \quad - \text{식(6)}$$

2) 최대 수직력과 최대 휨모멘트의 조합하중

a. 평상시

$$P_{nmax} = 1041.31 \text{ kN}$$

$$M_{max} = 17.31 \text{ kN-m}$$

$$r \text{ (가상 단면의 반경)} = D/2 + 100 \text{ mm} = 270 \text{ mm}$$

$$r_s \text{ (가상단면 중심에서 보강철근 중심까지의 거리)} = r - (30+100+80) = 60 \text{ mm}$$

$$r_s/r = 0.222$$

$$e = M / P = 17.309 / 1041.311 = 16.62 \text{ mm}$$

$$e / r = 0.062$$

$$n = 15, \quad A_s = 1588.8 \text{ mm}^2 \quad (\text{H16(SD40)} \times 8 \text{ 개})$$

$$\rho \text{ (가상단면 철근비)} = A_s / (\pi \times r^2) = 1588.8 / (\pi \times 270^2) = 0.00694$$

$$\rho_p = 15 \times 0.00693732 = 0.1041$$

$$r_s / r = 0.222, \quad e/r = 0.062 \quad \text{이므로}$$

식(2) 및 (6)에 의해

$$C = 0.5217$$

$$M' = M_{max} + P_{nmax} \times r = 17.31 + 1041.31 \times 0.27 = 298.463 \text{ kN-m}$$

따라서 콘크리트 휨압축응력은

$$f_c = M' / r^3 C = 298463000 / 270^3 \times 0.5217 = 7.91 \text{ MPa} \leq 10.80 \text{ MPa} \quad \text{O.K}$$

b. 지진시

$$P_{nmax} = 914.30 \text{ kN}$$

$$M_{max} = 16.65 \text{ kN-m}$$

$$r \text{ (가상 단면의 반경)} = D/2 + 100 \text{ mm} = 270 \text{ mm}$$

$$r_s \text{ (가상단면 중심에서 보강철근 중심까지의 거리)} = r - (30+100+80) = 60 \text{ mm}$$

$$r_s/r = 0.222$$

$$e = M / P = 16.65 / 914.30 = 18.21 \text{ mm}$$

$$e / r = 0.067$$

$$n = 15, \quad A_s = 1588.8 \text{ mm}^2 \quad (\text{H16(SD40)} \times 8 \text{ 개})$$

$$\rho \text{ (가상단면 철근비)} = A_s / (\pi \times r^2) = 1588.8 / (\pi \times 270^2) = 0.00693732$$

$$\rho_p = 15 \times 0.00693732 = 0.1041$$

$$r_s / r = 0.222, \quad e/r = 0.067 \quad \text{이므로}$$

식(2) 및 (6)에 의해

$$C = 0.5217$$

$$M' = M_{max} + P_{nmax} \times r = 16.65 + 914.30 \times 0.27 = 263.506 \text{ kN-m}$$

따라서 콘크리트 휨압축응력은

$$f_c = M' / r^3 C = 263506000 / 270^3 \times 0.5217 = 6.98 \text{ MPa} \leq 14.36 \text{ MPa} \quad \text{O.K}$$

3) 최소수직력과 최대휨모멘트의 조합하중

a. 평상시

$$P_{nmin} = 71.88 \text{ kN}$$

$$M_{max} = 17.31 \text{ kN-m}$$

$$r \text{ (가상 단면의 반경)} = D/2 + 100 \text{ mm} = 270 \text{ mm}$$

$$r_s \text{ (가상단면 중심에서 보강철근 중심까지의 거리)} = r - (30+100+80) = 60 \text{ mm}$$

$$r_s/r = 0.222$$

$$e = M / P = 17.31 / 71.88 = 240.82 \text{ mm}$$

$$e / r = 0.892$$

$$n = 15, \quad A_s = 1588.8 \text{ mm}^2 \quad (\text{H16(SD40)} \times 8 \text{ 개})$$

$$\rho \text{ (가상단면 철근비)} = A_s / (\pi \times r^2) = 1588.8 / (\pi \times 270^2) = 0.00693732$$

$$\rho_p = 15 \times 0.00693732 = 0.1041$$

$$r_s / r = 0.222, \quad e/r = 0.892 \quad \text{이므로}$$

식(2) 및 (6)에 의해

$$C = 0.5217, \quad S = -0.151$$

$$M' = M_{max} + P_{nmax} \times r = 17.31 + 71.88 \times 0.27 = 36.72 \text{ kN-m}$$

따라서 콘크리트 휨압축응력은

$$f_c = M' / r^3 C = 36715000 / 270^3 \times 0.5217 = 9.97 \text{ MPa} \leq 10.80 \text{ MPa} \quad \text{O.K.}$$

보강철근의 휨인장응력

$$f_s = M' / r^3 S n = 36715000 / 270^3 \times -0.151 \times 15 = -4.23 \text{ MPa} \leq 180.00 \text{ MPa} \quad \text{O.K.}$$

b. 지진시

$$P_{nmin} = 5.39 \text{ kN}$$

$$M_{max} = 16.65 \text{ kN-m}$$

$$r \text{ (가상 단면의 반경)} = D/2 + 100 \text{ mm} = 270 \text{ mm}$$

$$r_s \text{ (가상단면 중심에서 보강철근 중심까지의 거리)} = r - (30+100+80) = 60 \text{ mm}$$

$$r_s/r = 0.222$$

$$e = M / P = 16.65 / 5.39 = 3090.99 \text{ mm}$$

$$e / r = 11.448$$

$$n = 15, \quad A_s = 1588.8 \text{ mm}^2 \quad (\text{H16(SD40)} \times 8 \text{ 개})$$

$$\rho \text{ (가상단면 철근비)} = A_s / (\pi \times r^2) = 1588.8 / (\pi \times 270^2) = 0.00693732$$

$$\rho_p = 15 \times 0.00693732 = 0.1041$$

$$r_s / r = 0.222, \quad e/r = 11.448 \quad \text{이므로}$$

식(2) 및 (6)에 의해

$$C = 2.1843, \quad S = 1.9601$$

$$M' = M_{max} + P_{nmax} \times r = 16.65 + 5.39 \times 0.27 = 18.10 \text{ kN-m}$$

따라서 콘크리트 휨압축응력은

$$f_c = M' / r^3 C = 18099000 / 270^3 \times 2.1843 \\ = 2.01 \text{ MPa} \leq 14.36 \text{ MPa} \quad 0.K$$

보강철근의 휨인장응력

$$f_c = M' / r^3 S_n = 18099000 / 270^3 \times 1.9601 \times 15 \\ = 27.03 \text{ MPa} \leq 239.40 \text{ MPa} \quad 0.K$$

3. 보강철근의 정착길이

1) 사용철근 : H16(SD40) × 8 개

2) 정착길이 산정 : 다음중 큰 값을 정착길 이로 한다.

$$Ld1 = f_{sa} \times A_{st} / (v_{oa} \times U) = 180 \times 198.6 / (1.7 \times 50) = 420.6 \text{ mm}$$

$$Ld2 = 35d = 35 \times 15.9 = 556.5 \text{ mm}$$

정착길이는 556.5 mm 이상이어야 함

3) 말뚝머리속채움 콘크리트에 매설되는 보강철근 길이 산정

$$L_i = L_o + 500p = 557 + 50 \times 9 = 1007 \text{ mm}$$

매설길이는 1007 mm 이상이어야 함

교각 P9

목 차

1. 설 계 흐 름 도
2. 해석결과 요약
 - * 말뚝 안정성검토 및 응력검토
 - * 기둥의 단면 설계
 - * 단면 설계
 - * 사용성 검토
3. 설 계 조 건
 - 3.1 일반사항
 - 3.2 하중
 - 3.3 지반조건
 - 3.4 사용재료 강도
 - 3.5 설계방법
 - 3.6 참고문헌
4. 단 면 가 정
5. 하 중 계 산
6. 구 조 해 석
 - 6.1 해석모델링
 - 6.2 절점좌표
 - 6.3 단면제원
 - 6.4 하중재하도
7. 해 석 결 과 집 계
 - 7.1 하중별 부재력 집계
 - 7.2 사용하중 조합시 부재력 집계
 - 7.3 계수하중 조합시 부재력 집계
8. 두 부 보 설 계
 - 8.1 내민보의 설계 : 좌측
 - 8.2 내민보의 설계 : 우측
 - 8.3 교량받침 위치 검토

9. 기 동 설 계

- 9.1 교축직각 방향
- 9.2 교축 방향
- 9.3 합성 부재력
- 9.4 기둥의 전단설계

10. 기 초 설 계

- 10.1 교축직각 방향
- 10.2 교축방향

11. 기초 2방향전단(편칭) 검토

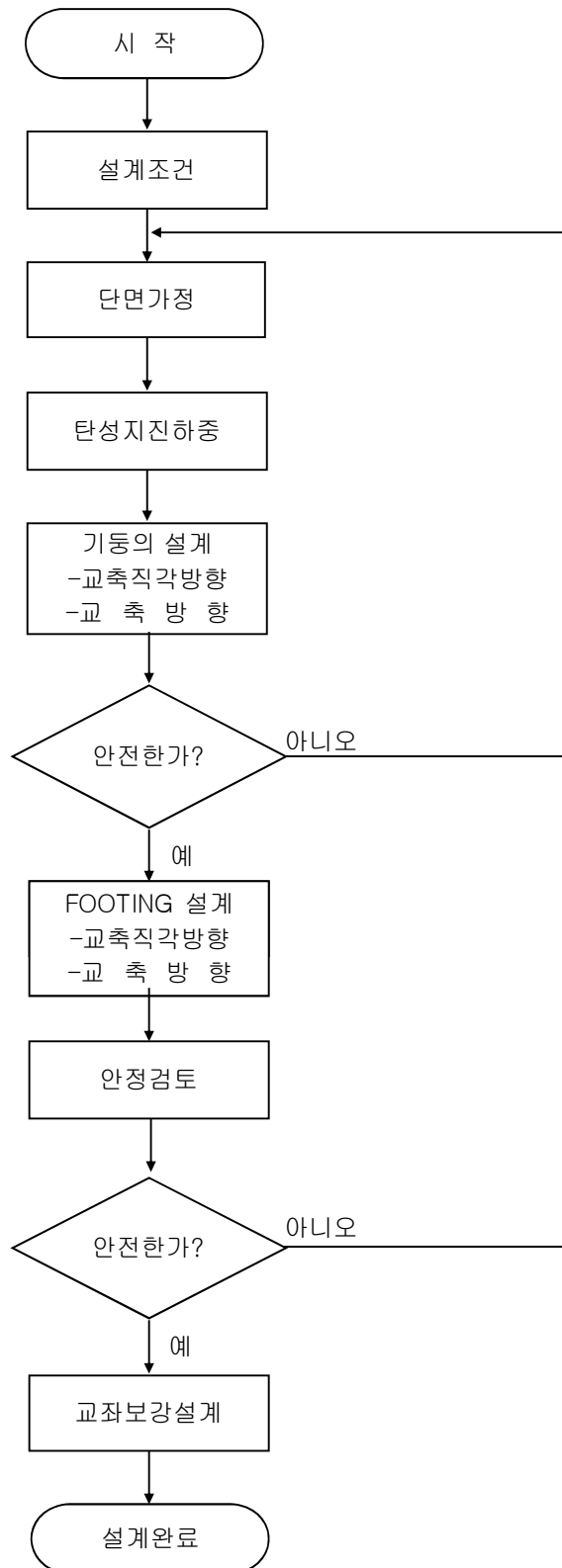
12. 교 량 받 침 부 검 토

- 12.1 받침 연단거리 검토
- 12.2 최소 받침지지 길이 검토
- 12.3 교량받침 수직력, 수평력 검토
- 12.4 교량받침 보강 철근 검토
- 12.5 교량받침 하면 보강
- 12.6 교량받침 콘크리트 보강

13. PILE 교축직각방향 검토

14. PILE 교축방향 검토

1. 설계흐름도



2. 해석결과 요약

▣ 말뚝 안정성검토 및 응력검토

구 분			허용값	발생값	비 고
교축방향	평상시	허용지지력(kN/EA)	1730.000	817.859	0.K
		허용인발력(kN/EA)	205.696	-60.548	0.K
		휨 응력(MPa)	28.000	15.140	0.K
		전단응력(MPa)	0.850	0.727	0.K
		수평변위(mm)	15.000	4.776	0.K
	지진시	허용지지력(kN/EA)	2595.000	694.610	0.K
		허용인발력(kN/EA)	308.544	-2.110	0.K
		휨 응력(MPa)	42.000	13.797	0.K
		전단응력(MPa)	1.250	0.827	0.K
		수평변위(mm)	15.000	3.064	0.K
교축직각 방향	평상시	허용지지력(kN/EA)	1730.000	817.859	0.K
		허용인발력(kN/EA)	205.696	-60.548	0.K
		휨 응력(MPa)	28.000	15.140	0.K
		전단응력(MPa)	0.850	0.727	0.K
		수평변위(mm)	15.000	4.776	0.K
	지진시	허용지지력(kN/EA)	2595.000	694.610	0.K
		허용인발력(kN/EA)	308.544	-2.110	0.K
		휨 응력(MPa)	42.000	13.797	0.K
		전단응력(MPa)	1.250	0.827	0.K
		수평변위(mm)	15.000	3.064	0.K

▣ 기둥의 단면 설계

단면위치		Puse	Pu(kN)	φ Pn(kN)	안전도	비 고
교축방향	축력최대	0.034	17101.913	63014.404	3.685	0.K
	모멘트최대	0.034	11778.730	21824.303	1.853	0.K
	탄성설계	0.034	9422.984	37559.351	3.986	0.K
	편심최대	0.034	8951.835	17227.273	1.924	0.K
교축직각방향	축력최대	0.034	17101.913	42926.761	2.510	0.K
	모멘트최대	0.034	13766.475	16095.499	1.169	0.K
	탄성설계	0.034	9422.984	29014.662	3.079	0.K
	편심최대	0.034	10410.100	13490.979	1.296	0.K
합성부재력	축력최대	0.034	17101.913	42926.761	2.510	0.K
	모멘트최대	0.034	11778.730	14694.797	1.248	0.K
	탄성설계	0.034	9422.984	24286.019	2.577	0.K
	편심최대	0.034	8951.835	11698.317	1.307	0.K
	모멘트최대	0.034	13766.475	16094.229	1.169	0.K
	편심최대	0.034	10410.100	11385.700	1.094	0.K

■ 단면 설계

단면위치		깊이 (mm)	피복 (mm)	Req.As (mm ²)	Use.As (mm ²)	Mu(kN.m)	Φ Mn(kN.m)	안전도	비 고
두 부 보	좌측내민보	2500.0	100.0	18187.676	27295.400	-	-	1.501	0.K
	우측내민보	2500.0	100.0	25125.371	27295.400	-	-	1.086	0.K
	좌측내민보수	2400.0	100.0	881.680	7146.000	688.552	5527.650	8.028	0.K
	우측내민보수	2400.0	100.0	965.403	7146.000	753.841	5527.650	7.333	0.K
	교량받침1	2326.3	100.0	1784.532	6424.000	1346.876	4811.720	3.573	0.K
	교량받침2	1958.3	100.0	2810.567	27295.400	1723.327	15911.352	9.233	0.K
기 초	교축방향	2000.0	150.0	28159.239	50034.600	17410.949	30520.781	1.753	0.K
	교직-지점부	2000.0	150.0	28159.239	48446.200	17410.949	29581.099	1.699	0.K

■ 사용성 검토

단면위치		인장응력 (fs)	허용응력 (fsa)	철근간격 (S)	최대간격 (Sq)	비 고
두 부 보	좌측내민보	101.035	180.000	126.316	569.436	0.K
	우측내민보	180.996	180.000	126.316	225.093	0.K
	좌측내민보수평	43.692	180.000	227.273	1441.912	0.K
	우측내민보수평	47.835	180.000	227.273	1317.031	0.K
	교량받침1	149.558	180.000	240.000	312.800	0.K
	교량받침2	51.714	180.000	126.316	1218.245	0.K
기 초	교축방향	161.075	180.000	123.810	153.902	0.K
	교직-지점부	166.189	180.000	127.869	138.858	0.K

3. 설 계 조 건

3.1 일 반 사 항

1) 구 조 형 식	: T형 교각
2) 상 부 형 식	: STEEL BOX
3) 교 량 등 급	: 1 등교
4) 기 초 형 식	: 말뚝기초

3.2 하 중

1) 철근콘크리트의 단위중량	:	$\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$	[도로교 설계기준 2.1.2]
2) 기초지반의 단위중량	:	$\gamma_{s2} = 20 \text{ kN/m}^3$	[도로교설계요령 제2권 P366]
3) 교량받침 마찰계수	:	$f_s = 0.15$	

3.3 지 반 조 건

1) 기초지반의 N치	:	$N = 10$	
2) 기초지반의 내부마찰각	:	$\phi_2 = 27.247^\circ$	; $15 + \sqrt{15N}$
3) 기초지반의 점착력	:	$C = 0 \text{ kN/m}^2$	
4) 기초지반의 마찰계수	:	$\mu = 0.328$	; $\text{TAN}(\frac{\phi_2}{2})$: 흙과 콘크리트
5) 지반 가속도 계수	:	$A = 0.154$	; 위험도 계수 x 지진구역계수
- 내진 등급	:	I 등급	- 위험도 계수 : 1.4 [도로교 설계기준 6.3.1]
- 지진 구역	:	I 구역	- 지진구역 계수 : 0.11

3.4 사 용 재 료 강 도

1) 콘크리트 설계기준 강도	:	$f_{ck} =$	두부분: 27 MPa	
			기둥: 27 MPa	
			기초: 27 MPa	
- 탄성계수	:	$E_c =$	두부분: 27804 MPa	
			기둥: 27804 MPa	
			기초: 27804 MPa	
				[도로교 설계기준 2.3.3]
2) 철근의 항복 강도(SD400)	:	$f_y =$	두부분: 400 MPa	
			기둥: 400 MPa	
			기초: 400 MPa	
- 탄성계수	:	$E_s = 200000 \text{ MPa}$		[도로교 설계기준 2.3.3]

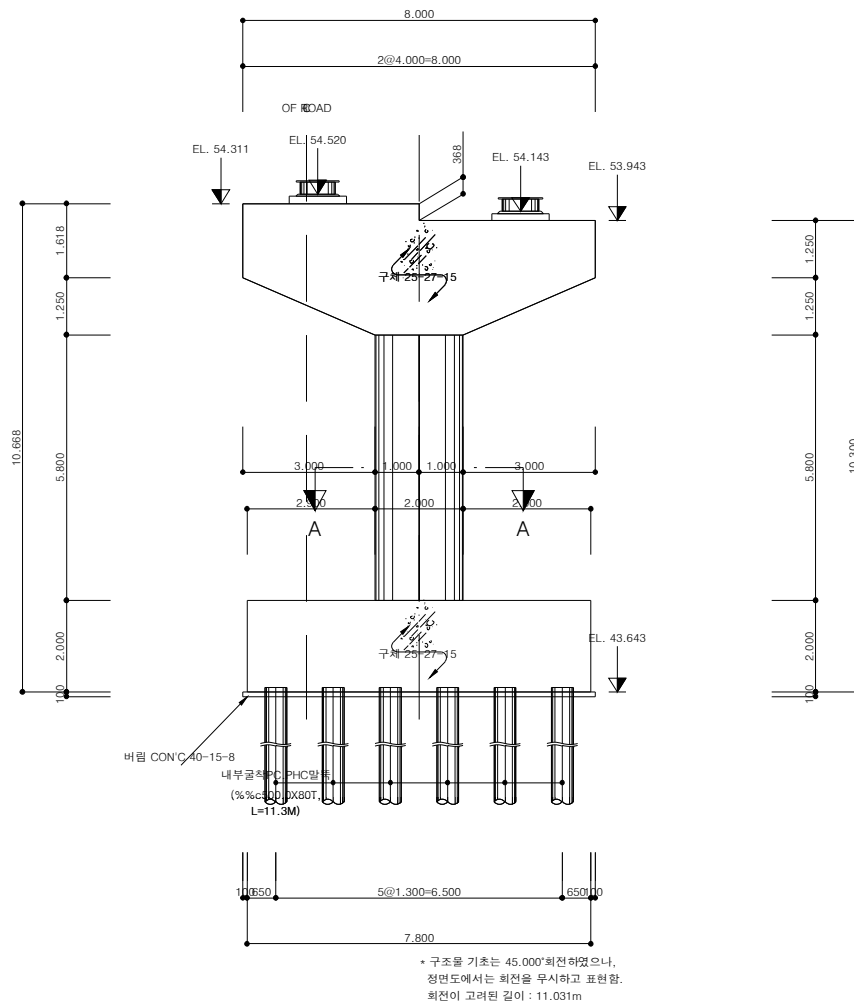
3.5 설 계 방 법

1) 안 정 성 검 토	:	허용응력 설계법
2) 단 면 설 계	:	극한강도 설계법

3.6 참 고 문 헌

1) 도로교 설계기준	:	국토해양부 (2010)
2) 콘크리트구조 설계기준	:	한국콘크리트학회 (2007)
3) 도로설계 편람	:	국토해양부 (2000)
4) 도로 설계 요령	:	한국도로공사 (2002)

4. 단 면 가 정



5. 하 중 계 산

5.1 상부반력 및 교각자중

교좌번호	고정 하중(D)	활하중(L)		
		만재하시(L1)	좌측편재하(L2)	우측편재하(L3)
1	3205.808	1462.653	1080.467	11.882
2	4536.673	794.110	147.438	1154.726
계	7742.481	2256.763	1227.905	1166.608

※ 교각자중은 25.000 kN/m³ 의 값을 프로그램에서 자동재하

5.2 풍 하 중

1) 교축직각방향 (W-TR)

① 상부구조에 작용하는 풍하중

$$B/D = 9.170 / 4.790 = 1.914 \quad [1 \leq B/D < 8]$$

$$W1 = [4.0 - 0.2 \times (9.170 / 4.790)] \times 4.790 = 17.3 \text{ kN/m} \geq 6.0 \text{ 이므로}$$

$$= 17.326 \text{ kN/m}$$

$$P1 = 17.326 \times (60.000 + 40.150) / 2 \times \sin 90.0$$

$$= 867.599 \text{ kN}$$

$$\text{작용위치 } h = 4.790/2 + 0.500 + 0.809 = 3.704 \text{ m}$$

$$\text{작용모멘트 } My = Ph \times h = 867.599 \times 3.704 = 3213.59 \text{ kN.m}$$

② 하부구조에 작용하는 풍하중

$$W'_{\text{copping}} = 3.000 \times 2.868 \times 2.400 = 20.65 \text{ kN}$$

$$W'_{\text{column}} = 1.500 \times 2.000 = 3 \text{ kN/m (풍상측)}$$

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용 한다.

2) 교축방향 (W-L0)

① 하부구조에 작용하는 풍하중

$$W'_{\text{copping}} = 53.163 \text{ kN (Copping 높이에 따라 재하)}$$

$$W'_{\text{column}} = 1.500 \times 2.000 = 3 \text{ kN/m}$$

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용 한다.

5.3 활하중에 작용하는 풍하중

활하중에 재하되는 풍하중에 대하여는 교면상 1.5m 위치에서 1500 N/m의 풍하중이 재하되는 것으로 한다. [도로설계기준 P19]

$$Ph = 1.500 \times (60.000 + 40.150)/2 \times \sin 90.0 = 75.113 \text{ kN}$$

$$\text{작용위치 } h = 3.358 + 1.500 + 0.809 = 5.667 \text{ m}$$

$$\text{작용모멘트 } My = Ph \times h = 75.113 \times 5.667 = 425.663 \text{ kN.m}$$

5.4 온도하중 산정

1) 교축직각방향 (G-TR)

연평균 온도변화차 $\Delta T = 10^{\circ}\text{C}$ 적용

2) 교축방향 (G-L0)

① 교각의 종방향 변위를 유발하는 수평력

$$\delta = \alpha \times \Delta T \times L = 0.000012 \times 25.0 \times 50.0 = 0.015 \text{ m}$$

$$\delta = \frac{P \times L^3}{3 \times E \times I} \quad P_h = \frac{3 \times E \times I \times \delta}{L^3}$$

$$P_h = 3 \times 27804000 \times 0.78540 \times 1\text{EA} \times 0.01500 / 8.668^3 \times \sin 90.0$$

$$= 1508.874 \text{ kN}$$

② 교량받침에 의한 수평력

$$\text{상부고정하중} : V_d = 7742.481 \text{ kN}$$

$$\text{교량받침마찰계수} : \mu = 0.150$$

$$P_h = \mu \times W = 7742.481 \times 0.150 \times \sin 90.0$$

$$= 1161.372 \text{ kN}$$

☞ 수평력은 ①, ②중 작은값 1161.372 kN를 적용한다.

③ 작용 모멘트

$$M_h = 1161.372 \times (0.500 + 1.618/2) = 1520.236 \text{ kN.m}$$

5.5 원심하중 (CF)

$$CF = 0.79 \times V^2 / R (\%)$$

$$= 0.79 \times 60.000^2 / 160.000$$

$$= 17.775 \%$$

CF : 원심하중으로서 충격을 포함하지 않은 활하중의 백분율

V : 설계속도(km/h), R : 곡선반경 (m)

$$\text{작용위치} \quad h = 3.358 + 1.800 + 0.809 = 5.967 \text{ m}$$

$$\text{작용수평력} \quad P_{cf} = 17.775 \times 2256.763 / 100 = 401.14 \text{ kN}$$

$$\text{작용모멘트} \quad M_y = P_{cf} \times h = 401.140 \times 5.967 = 2393.6 \text{ kN.m}$$

5.6 지진에 의한 하중 : 내진해석 참조

구 분			교 축 방 향			교 축 직 각 방 향		
위치	하중경우	기동	전단력	모멘트	변위(m)	전단력	모멘트	변위(m)
기동상단	하중경우 1	기동 1	1061.160	2779.470	0.01000	839.270	2438.070	0.00000
	하중경우 2	기동 1	870.620	2283.860	0.00000	1027.990	3174.810	0.01000
기동하단	하중경우 1	기동 1	1129.180	8691.900	0.00000	953.590	6761.000	0.00000
	하중경우 2	기동 1	1035.410	7430.750	0.00000	1210.380	8597.120	0.00000

5.7 하중조합 : 사용하중 검토시

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	CF
SVB01	1.00	1.00								1.00
SVB02	1.00		1.00							1.00
SVB03	1.00			1.00						1.00
SVB04	1.00				1.00					
SVB05	1.00	1.00			0.50	1.00				1.00
SVB06	1.00		1.00		0.50	1.00				1.00
SVB07	1.00			1.00	0.50	1.00				1.00
SVB08	1.00	1.00					1.00	1.00		1.00
SVB09	1.00	1.00					-1.00	1.00		1.00
SVB10	1.00		1.00				1.00	1.00		1.00
SVB11	1.00		1.00				-1.00	1.00		1.00
SVB12	1.00			1.00			1.00	1.00		1.00
SVB13	1.00			1.00			-1.00	1.00		1.00
SVB14	1.00				1.00		1.00	1.00		
SVB15	1.00				1.00		-1.00	1.00		
SVB16	1.00	1.00			0.50	1.00	1.00	1.00		1.00
SVB17	1.00	1.00			0.50	1.00	-1.00	1.00		1.00
SVB18	1.00		1.00		0.50	1.00	1.00	1.00		1.00
SVB19	1.00		1.00		0.50	1.00	-1.00	1.00		1.00
SVB20	1.00			1.00	0.50	1.00	1.00	1.00		1.00
SVB21	1.00			1.00	0.50	1.00	-1.00	1.00		1.00
SVB22	1.00								1.00	

- D = 고정하중 또는 이에 따른 단면력
 L = 활하중 또는 이에 따른 단면력
 W = 풍하중 또는 이에 따른 단면력
 WL = 차량활하중에 작용하는 풍하중 또는 이에 따른 단면력
 E = 지진하중 또는 이에 따른 단면력
 CO = 충돌하중 또는 이에 따른 단면력
 G = 부등침하, 크리프, 건조수축, 제작 또는 시공시 치수착오, 습도변화 또는 온도변화등으로 인한 팽창 또는 수축변형으로 유발된 변형력 또는 이에 따른 단면력
 Q = 부력 또는 양압력, 수압, 파압 등의 하중 또는 이에 따른 단면력
 CF = 원심하중 또는 이에 따른 단면력
- ※ 위 테이블에 표시된 SVB는 교축방향이며, 모델링상의 SV0 는 교직방향을 나타냅니다.
 SVB 와 SV0 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

5.8 하중조합 : 계수하중 검토시

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	CF
ULB01	1.30	2.15								1.30
ULB02	1.30		2.15							1.30
ULB03	1.30			2.15						1.30
ULB04	1.30				1.30					
ULB05	1.30	1.30			0.65	1.30				1.30
ULB06	1.30		1.30		0.65	1.30				1.30
ULB07	1.30			1.30	0.65	1.30				1.30
ULB08	1.30	1.30					1.30	1.30		1.30
ULB09	1.30	1.30					-1.30	1.30		1.30
ULB10	1.30		1.30				1.30	1.30		1.30
ULB11	1.30		1.30				-1.30	1.30		1.30
ULB12	1.30			1.30			1.30	1.30		1.30
ULB13	1.30			1.30			-1.30	1.30		1.30
ULB14	1.25				1.25		1.25	1.30		
ULB15	1.25				1.25		-1.25	1.30		
ULB16	1.25	1.25			0.63	1.25	1.25	1.30		1.25
ULB17	1.25	1.25			0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
ULB18	1.25		1.25		0.63	1.25	1.25	1.30		1.25
ULB19	1.25		1.25		0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
ULB20	1.25			1.25	0.63	1.25	1.25	1.30		1.25
ULB21	1.25			1.25	0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
ULB22	1.00								1.00	
ULB23	1.30	1.30								1.30
ULB24	1.30		1.30							1.30
ULB25	1.30			1.30						1.30
ULB26	1.20				1.20					

※이며, 모델링상의 UL0 는 교직방향을 나타냅니다.

ULB 와 UL0 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

5.9 하중조합 : 계수하중 검토시 (최대편심)

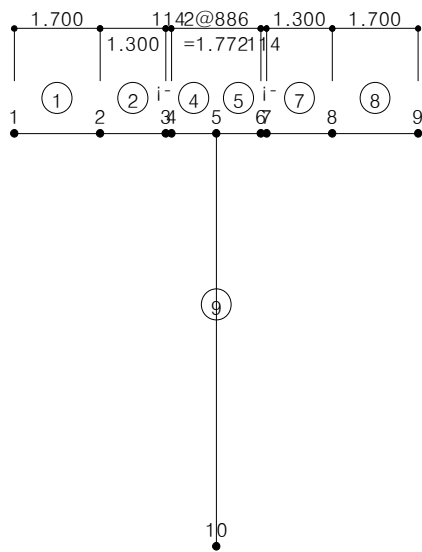
구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	CF
UEB01	1.00	2.15								1.30
UEB02	1.00		2.15							1.30
UEB03	1.00			2.15						1.30
UEB04	1.00				1.30					
UEB05	1.00	1.30			0.65	1.30				1.30
UEB06	1.00		1.30		0.65	1.30				1.30
UEB07	1.00			1.30	0.65	1.30				1.30
UEB08	1.00	1.30					1.30	1.30		1.30
UEB09	1.00	1.30					-1.30	1.30		1.30
UEB10	1.00		1.30				1.30	1.30		1.30
UEB11	1.00		1.30				-1.30	1.30		1.30
UEB12	1.00			1.30			1.30	1.30		1.30
UEB13	1.00			1.30			-1.30	1.30		1.30
UEB14	0.95				1.25		1.25	1.30		
UEB15	0.95				1.25		-1.25	1.30		
UEB16	0.95	1.25			0.63	1.25	1.25	1.30		1.25
UEB17	0.95	1.25			0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
UEB18	0.95		1.25		0.63	1.25	1.25	1.30		1.25
UEB19	0.95		1.25		0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
UEB20	0.95			1.25	0.63	1.25	1.25	1.30		1.25
UEB21	0.95			1.25	0.63	1.25	-1.25	1.30		1.25
UEB22	1.00								1.00	
UEB23	1.00	1.30								1.30
UEB24	1.00		1.30							1.30
UEB25	1.00			1.30						1.30
UEB26	0.90				1.20					

※이며, 모델링상의 UE0 는 교직방향을 나타냅니다.

UEB 와 UE0 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

6. 구조 해석

6.1 해석 모델링



6.2 절점 좌표

절점	X	Z	절점	X	Z
1	0.000	7.859	6	4.886	7.859
2	1.700	7.859	7	5.000	7.859
3	3.000	7.859	8	6.300	7.859
4	3.114	7.859	9	8.000	7.859
5	4.000	7.859	10	4.000	0.000

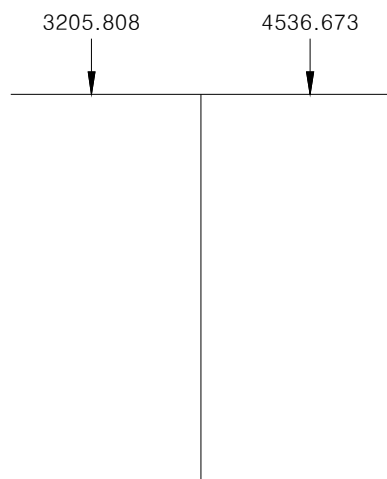
6.3 단면 제원

구 분	B(m)	H(m)	A(m ²)	I22(m ⁴)	I33(m ⁴)	적용절점
①	2.400	1.250	3.000	1.440000	0.390625	9
②	2.400	1.618	3.883	1.863936	0.847160	1
③	2.400	1.958	4.699	2.255616	1.501302	8
④	2.400	2.326	5.582	2.679552	2.516860	2
⑤	2.400	2.500	6.000	2.880000	3.125000	5~7
⑥	2.400	2.868	6.883	3.303936	4.718103	3, 4
⑦	2.000	0.000	3.142	0.785398	0.785398	기둥상단
⑧	2.000	0.000	3.142	0.785398	0.785398	기둥하단

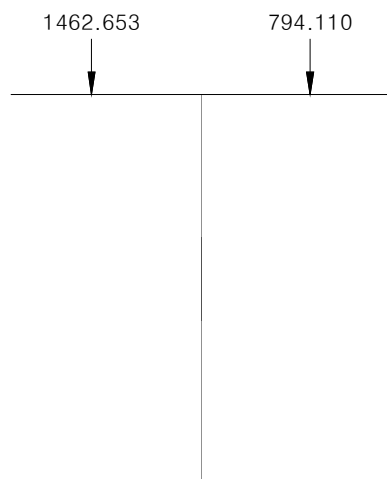
6.4 하중재하도

1) 연직하중

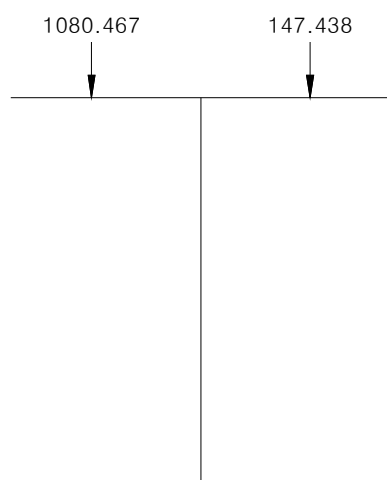
① 고정하중 (D)



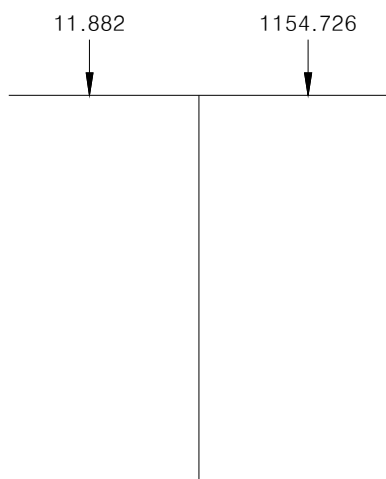
② 활하중 : 만재하시 (L1)



③ 활하중 : 좌측 편재하시 (L2)



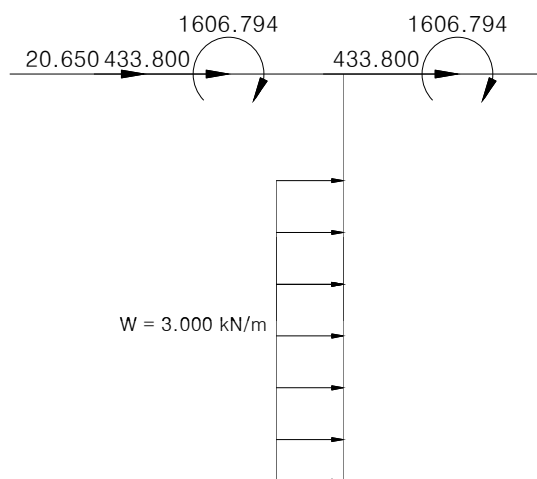
④ 활하중 : 우측 편재하시 (L3)



2) 수평하중

① 교축직각 방향

㉠ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-TR)

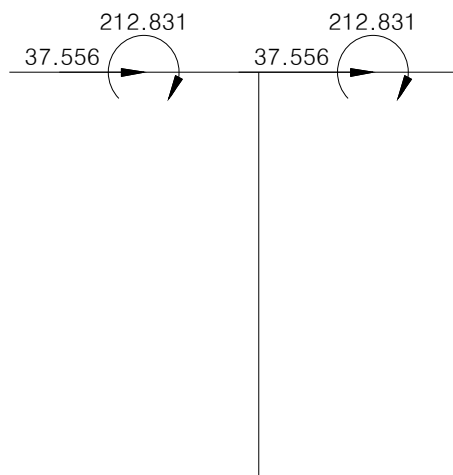


$$W = 3.000 \text{ kN/m}$$

$$P = 867.599/2EA = 433.800 \text{ kN}$$

$$M = 3213.588/2EA = 1606.794 \text{ kN}$$

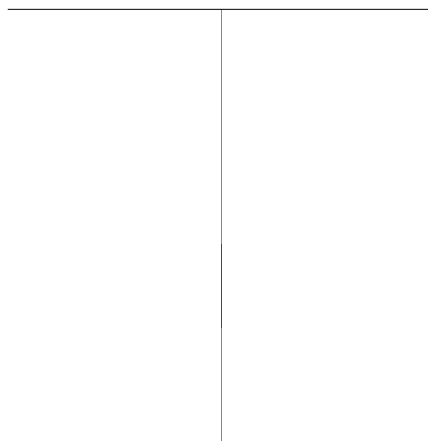
㉞ 풍하중 : 활하중에 재하되는 풍하중 (WL)



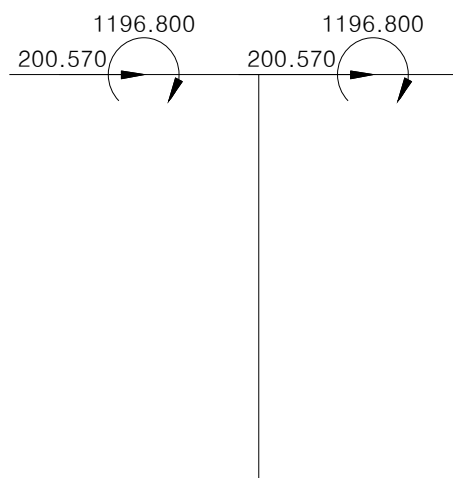
$$P = 75.113/2EA = 37.556 \text{ kN}$$

$$M = 425.663/2EA = 212.831 \text{ kN}$$

㉞ 온도하중 (G-TR) : 온도변화범위 $\Delta T_x = 10^\circ\text{C}$

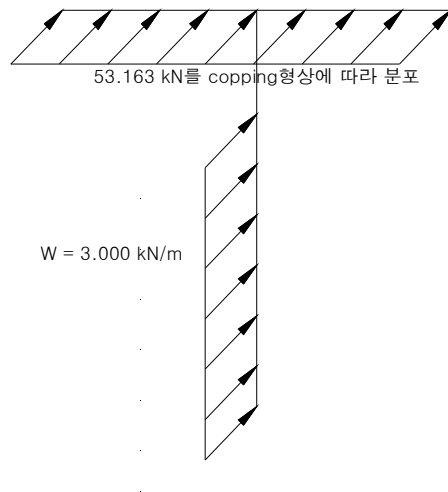


㉞ 원심하중 (CF) : 둘 중에 큰 값을 적용한다.

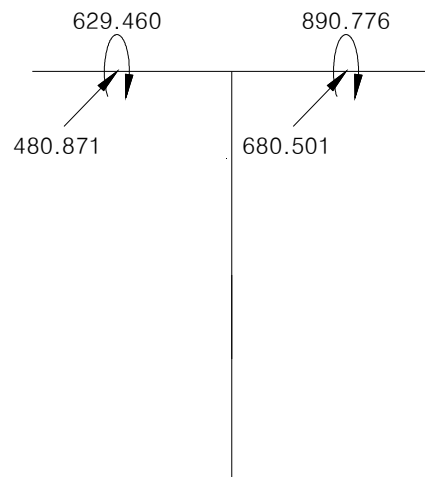


② 교축 방향

㉠ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-L0)



㉡ 온도하중 (G-L01) : $P = 1161.372 / 2EA = 580.686 \text{ kN}$ $M = 1520.236 / 2EA = 760.118 \text{ kN.m}$



7. 해석결과 집계

7.1 하중별 부재력 집계

① 기동 : 부재번호 9

(교직방향)

하중	기동상단			기동하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-8967.453	2884.338	0.000	-9422.984	2884.338	0.000	
L1	-2256.760	-1537.642	0.000	-2256.760	-1537.642	0.000	
L2	-1227.908	-2145.974	0.000	-1227.908	-2145.974	0.000	
L3	-1166.612	2628.551	0.000	-1166.612	2628.551	0.000	
W-TR	0.000	5042.486	-888.250	0.000	10244.793	-905.649	
WL	0.000	580.319	-75.113	0.000	1015.972	-75.113	
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-TR	0.000	3174.810	1027.990	0.000	8597.120	1210.380	
CF	0.000	3219.547	-401.140	0.000	5546.159	-401.140	

(교축방향)

하중	기동상단			기동하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-8967.453	0.000	0.000	-9422.984	0.000	0.000	
L1	-2256.760	0.000	0.000	-2256.760	0.000	0.000	
L2	-1227.908	0.000	0.000	-1227.908	0.000	0.000	
L3	-1166.612	0.000	0.000	-1166.612	0.000	0.000	
W-L0	0.000	-109.463	53.163	0.000	-468.267	70.563	
WL	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
G-L02	0.000	-3911.501	1161.372	0.000	-10647.459	1161.372	
E-L0	0.000	2779.470	1061.160	0.000	8691.900	1129.180	
CF	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	

② 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재4, 절점4)		우측 (부재5, 절점6)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-5129.473	3629.137	-6904.255	-4891.240	
L1	-2068.187	1462.650	-1122.872	-794.110	
L2	-1527.785	1080.470	-208.477	-147.438	
L3	-16.801	11.882	-1632.788	-1154.730	
W-L0	0.000	0.000	0.000	0.000	
W-TR	1606.790	0.000	-1606.790	0.000	
WL	212.831	0.000	-212.831	0.000	
G-L02	0.000	0.000	0.000	0.000	
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-L0	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	
CF	1196.800	0.000	-1196.800	0.000	

③ 두부보 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점8)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	-160.742	3406.954	-128.836	-4700.278
L1	0.000	1462.650	0.000	-794.110
L2	0.000	1080.470	0.000	-147.438
L3	0.000	11.882	0.000	-1154.730
W-L0	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	1606.790	0.000	-1606.790	0.000
WL	212.831	0.000	-212.831	0.000
G-L02	0.000	0.000	0.000	0.000
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000
E-L0	0.000	0.000	0.000	0.000
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000
CF	1196.800	0.000	-1196.800	0.000

7.2 사용하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 9

(교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-11224.213	4566.243	-401.140	-11679.744	6892.855	-401.140	
SV002	-10195.361	3957.912	-401.140	-10650.892	6284.524	-401.140	
SV003	-10134.065	8732.436	-401.140	-10589.596	11059.048	-401.140	
SV004	-8967.453	7926.824	-888.250	-9422.984	13129.131	-905.649	
SV005	-11224.213	7667.805	-920.377	-11679.744	13031.223	-929.077	
SV006	-10195.361	7059.473	-920.377	-10650.892	12422.892	-929.077	
SV007	-10134.065	11833.998	-920.377	-10589.596	17197.416	-929.077	
SV008	-11224.213	4566.243	-401.140	-11679.744	6892.855	-401.140	
SV009	-11224.213	4566.243	-401.140	-11679.744	6892.855	-401.140	
SV010	-10195.361	3957.912	-401.140	-10650.892	6284.524	-401.140	
SV011	-10195.361	3957.912	-401.140	-10650.892	6284.524	-401.140	
SV012	-10134.065	8732.436	-401.140	-10589.596	11059.048	-401.140	
SV013	-10134.065	8732.436	-401.140	-10589.596	11059.048	-401.140	
SV014	-8967.453	7926.824	-888.250	-9422.984	13129.131	-905.649	
SV015	-8967.453	7926.824	-888.250	-9422.984	13129.131	-905.649	
SV016	-11224.213	7667.805	-920.377	-11679.744	13031.223	-929.077	
SV017	-11224.213	7667.805	-920.377	-11679.744	13031.223	-929.077	
SV018	-10195.361	7059.473	-920.377	-10650.892	12422.892	-929.077	
SV019	-10195.361	7059.473	-920.377	-10650.892	12422.892	-929.077	
SV020	-10134.065	11833.998	-920.377	-10589.596	17197.416	-929.077	
SV021	-10134.065	11833.998	-920.377	-10589.596	17197.416	-929.077	
SV022	-8967.453	6059.148	1027.990	-9422.984	11481.458	1210.380	

2) 교축방향

(교축방향)

하중	기동상단			기동하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SVB01	-11224.213	0.000	0.000	-11679.744	0.000	0.000	
SVB02	-10195.361	0.000	0.000	-10650.892	0.000	0.000	
SVB03	-10134.065	0.000	0.000	-10589.596	0.000	0.000	
SVB04	-8967.453	-109.463	53.163	-9422.984	-468.267	70.563	
SVB05	-11224.213	-54.731	26.581	-11679.744	-234.134	35.281	
SVB06	-10195.361	-54.731	26.581	-10650.892	-234.134	35.281	
SVB07	-10134.065	-54.731	26.581	-10589.596	-234.134	35.281	
SVB08	-11224.213	-3911.501	1161.372	-11679.744	-10647.459	1161.372	
SVB09	-11224.213	3911.501	-1161.372	-11679.744	10647.459	-1161.372	
SVB10	-10195.361	-3911.501	1161.372	-10650.892	-10647.459	1161.372	
SVB11	-10195.361	3911.501	-1161.372	-10650.892	10647.459	-1161.372	
SVB12	-10134.065	-3911.501	1161.372	-10589.596	-10647.459	1161.372	
SVB13	-10134.065	3911.501	-1161.372	-10589.596	10647.459	-1161.372	
SVB14	-8967.453	-4020.964	1214.535	-9422.984	-11115.726	1231.935	
SVB15	-8967.453	3802.038	-1108.209	-9422.984	10179.192	-1090.809	
SVB16	-11224.213	-3966.232	1187.953	-11679.744	-10881.592	1196.653	
SVB17	-11224.213	3856.770	-1134.790	-11679.744	10413.325	-1126.091	
SVB18	-10195.361	-3966.232	1187.953	-10650.892	-10881.592	1196.653	
SVB19	-10195.361	3856.770	-1134.790	-10650.892	10413.325	-1126.091	
SVB20	-10134.065	-3966.232	1187.953	-10589.596	-10881.592	1196.653	
SVB21	-10134.065	3856.770	-1134.790	-10589.596	10413.325	-1126.091	
SVB22	-8967.453	2779.470	1061.160	-9422.984	8691.900	1129.180	

3) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재4, 절점4)		우측 (부재5, 절점6)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-6000.861	5091.787	-9223.926	-5685.350	
SV002	-5460.458	4709.607	-8309.532	-5038.678	
SV003	-3949.474	3641.019	-9733.843	-6045.970	
SV004	-3522.683	3629.137	-8511.045	-4891.240	
SV005	-4984.635	5091.787	-10240.152	-5685.350	
SV006	-4444.232	4709.607	-9325.758	-5038.678	
SV007	-2933.248	3641.019	-10750.069	-6045.970	
SV008	-6000.861	5091.787	-9223.926	-5685.350	
SV009	-6000.861	5091.787	-9223.926	-5685.350	
SV010	-5460.458	4709.607	-8309.532	-5038.678	
SV011	-5460.458	4709.607	-8309.532	-5038.678	
SV012	-3949.474	3641.019	-9733.843	-6045.970	
SV013	-3949.474	3641.019	-9733.843	-6045.970	
SV014	-3522.683	3629.137	-8511.045	-4891.240	
SV015	-3522.683	3629.137	-8511.045	-4891.240	
SV016	-4984.635	5091.787	-10240.152	-5685.350	
SV017	-4984.635	5091.787	-10240.152	-5685.350	
SV018	-4444.232	4709.607	-9325.758	-5038.678	
SV019	-4444.232	4709.607	-9325.758	-5038.678	
SV020	-2933.248	3641.019	-10750.069	-6045.970	
SV021	-2933.248	3641.019	-10750.069	-6045.970	
SV022	-5129.473	3629.137	-6904.255	-4891.240	

② 두부보 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점8)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	1036.058	4869.604	-1325.636	-5494.388
SV002	1036.058	4487.424	-1325.636	-4847.716
SV003	1036.058	3418.836	-1325.636	-5855.008
SV004	1446.048	3406.954	-1735.626	-4700.278
SV005	2052.284	4869.604	-2341.862	-5494.388
SV006	2052.284	4487.424	-2341.862	-4847.716
SV007	2052.284	3418.836	-2341.862	-5855.008
SV008	1036.058	4869.604	-1325.636	-5494.388
SV009	1036.058	4869.604	-1325.636	-5494.388
SV010	1036.058	4487.424	-1325.636	-4847.716
SV011	1036.058	4487.424	-1325.636	-4847.716
SV012	1036.058	3418.836	-1325.636	-5855.008
SV013	1036.058	3418.836	-1325.636	-5855.008
SV014	1446.048	3406.954	-1735.626	-4700.278
SV015	1446.048	3406.954	-1735.626	-4700.278
SV016	2052.284	4869.604	-2341.862	-5494.388
SV017	2052.284	4869.604	-2341.862	-5494.388
SV018	2052.284	4487.424	-2341.862	-4847.716
SV019	2052.284	4487.424	-2341.862	-4847.716
SV020	2052.284	3418.836	-2341.862	-5855.008
SV021	2052.284	3418.836	-2341.862	-5855.008
SV022	-160.742	3406.954	-128.836	-4700.278

7.3 계수하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 9

(교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-16509.723	4629.121	-521.482	-17101.913	7653.716	-521.482	
UL002	-14297.692	3321.208	-521.482	-14889.881	6345.803	-521.482	
UL003	-14165.905	13586.435	-521.482	-14758.095	16611.030	-521.482	
UL004	-11657.689	10304.871	-1154.724	-12249.879	17067.870	-1177.344	
UL005	-14591.477	9968.147	-1196.491	-15183.667	16940.591	-1207.801	
UL006	-13253.970	9177.316	-1196.491	-13846.159	16149.759	-1207.801	
UL007	-13174.285	15384.197	-1196.491	-13766.475	22356.641	-1207.801	
UL008	-14591.477	5936.116	-521.482	-15183.667	8960.712	-521.482	
UL009	-14591.477	5936.116	-521.482	-15183.667	8960.712	-521.482	
UL010	-13253.970	5145.285	-521.482	-13846.159	8169.881	-521.482	
UL011	-13253.970	5145.285	-521.482	-13846.159	8169.881	-521.482	
UL012	-13174.285	11352.167	-521.482	-13766.475	14376.762	-521.482	
UL013	-13174.285	11352.167	-521.482	-13766.475	14376.762	-521.482	
UL014	-11209.317	9908.530	-1110.312	-11778.730	16411.413	-1132.062	
UL015	-11209.317	9908.530	-1110.312	-11778.730	16411.413	-1132.062	
UL016	-14030.267	9584.756	-1150.472	-14599.680	16289.029	-1161.347	
UL017	-14030.267	9584.756	-1150.472	-14599.680	16289.029	-1161.347	
UL018	-12744.202	8824.342	-1150.472	-13313.615	15528.615	-1161.347	
UL019	-12744.202	8824.342	-1150.472	-13313.615	15528.615	-1161.347	
UL020	-12667.582	14792.497	-1150.472	-13236.995	21496.770	-1161.347	
UL021	-12667.582	14792.497	-1150.472	-13236.995	21496.770	-1161.347	
UL022	-8967.453	6059.148	1027.990	-9422.984	11481.458	1210.380	
UL023	-14591.477	5936.116	-521.482	-15183.667	8960.712	-521.482	
UL024	-13253.970	5145.285	-521.482	-13846.159	8169.881	-521.482	
UL025	-13174.285	11352.167	-521.482	-13766.475	14376.762	-521.482	
UL026	-10760.944	9512.189	-1065.900	-11307.581	15754.957	-1086.779	

2) 교축직각방향(편심최대)

① 기둥 : 부재번호 9

(교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UE001	-13819.487	3763.819	-521.482	-14275.018	6788.415	-521.482	
UE002	-11607.456	2455.906	-521.482	-12062.986	5480.502	-521.482	
UE003	-11475.669	12721.133	-521.482	-11931.199	15745.729	-521.482	
UE004	-8967.453	9439.570	-1154.724	-9422.984	16202.568	-1177.344	
UE005	-11901.241	9102.845	-1196.491	-12356.772	16075.289	-1207.801	
UE006	-10563.734	8312.014	-1196.491	-11019.264	15284.458	-1207.801	
UE007	-10484.049	14518.896	-1196.491	-10939.579	21491.340	-1207.801	
UE008	-11901.241	5070.815	-521.482	-12356.772	8095.410	-521.482	
UE009	-11901.241	5070.815	-521.482	-12356.772	8095.410	-521.482	
UE010	-10563.734	4279.984	-521.482	-11019.264	7304.579	-521.482	
UE011	-10563.734	4279.984	-521.482	-11019.264	7304.579	-521.482	
UE012	-10484.049	10486.865	-521.482	-10939.579	13511.461	-521.482	
UE013	-10484.049	10486.865	-521.482	-10939.579	13511.461	-521.482	
UE014	-8519.081	9043.229	-1110.312	-8951.835	15546.112	-1132.062	
UE015	-8519.081	9043.229	-1110.312	-8951.835	15546.112	-1132.062	
UE016	-11340.031	8719.455	-1150.472	-11772.785	15423.728	-1161.347	
UE017	-11340.031	8719.455	-1150.472	-11772.785	15423.728	-1161.347	
UE018	-10053.966	7959.040	-1150.472	-10486.720	14663.313	-1161.347	
UE019	-10053.966	7959.040	-1150.472	-10486.720	14663.313	-1161.347	
UE020	-9977.346	13927.196	-1150.472	-10410.100	20631.469	-1161.347	
UE021	-9977.346	13927.196	-1150.472	-10410.100	20631.469	-1161.347	
UE022	-8967.453	3942.608	1027.990	-9422.984	5750.045	1210.380	
UE023	-11901.241	5070.815	-521.482	-12356.772	8095.410	-521.482	
UE024	-10563.734	4279.984	-521.482	-11019.264	7304.579	-521.482	
UE025	-10484.049	10486.865	-521.482	-10939.579	13511.461	-521.482	
UE026	-8070.708	8646.887	-1065.900	-8480.686	14889.655	-1086.779	

3) 교축방향

(교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-16509.723	0.000	0.000	-17101.913	0.000	0.000	
ULB02	-14297.692	0.000	0.000	-14889.881	0.000	0.000	
ULB03	-14165.905	0.000	0.000	-14758.095	0.000	0.000	
ULB04	-11657.689	-142.301	69.112	-12249.879	-608.747	91.732	
ULB05	-14591.477	-71.151	34.556	-15183.667	-304.374	45.866	
ULB06	-13253.970	-71.151	34.556	-13846.159	-304.374	45.866	
ULB07	-13174.285	-71.151	34.556	-13766.475	-304.374	45.866	
ULB08	-14591.477	-5084.951	1509.784	-15183.667	-13841.696	1509.784	
ULB09	-14591.477	5084.951	-1509.784	-15183.667	13841.696	-1509.784	
ULB10	-13253.970	-5084.951	1509.784	-13846.159	-13841.696	1509.784	
ULB11	-13253.970	5084.951	-1509.784	-13846.159	13841.696	-1509.784	
ULB12	-13174.285	-5084.951	1509.784	-13766.475	-13841.696	1509.784	
ULB13	-13174.285	5084.951	-1509.784	-13766.475	13841.696	-1509.784	
ULB14	-11209.317	-5026.204	1518.169	-11778.730	-13894.657	1539.919	
ULB15	-11209.317	4752.548	-1385.261	-11778.730	12723.989	-1363.511	
ULB16	-14030.267	-4957.790	1484.942	-14599.680	-13601.990	1495.817	
ULB17	-14030.267	4820.962	-1418.488	-14599.680	13016.656	-1407.613	
ULB18	-12744.202	-4957.790	1484.942	-13313.615	-13601.990	1495.817	
ULB19	-12744.202	4820.962	-1418.488	-13313.615	13016.656	-1407.613	
ULB20	-12667.582	-4957.790	1484.942	-13236.995	-13601.990	1495.817	
ULB21	-12667.582	4820.962	-1418.488	-13236.995	13016.656	-1407.613	
ULB22	-8967.453	2779.470	1061.160	-9422.984	8691.900	1129.180	
ULB23	-14591.477	0.000	0.000	-15183.667	0.000	0.000	
ULB24	-13253.970	0.000	0.000	-13846.159	0.000	0.000	
ULB25	-13174.285	0.000	0.000	-13766.475	0.000	0.000	
ULB26	-10760.944	-131.355	63.796	-11307.581	-561.920	84.675	

4) 교축방향(편심최대)

(교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UEB01	-13819.487	0.000	0.000	-14275.018	0.000	0.000	
UEB02	-11607.456	0.000	0.000	-12062.986	0.000	0.000	
UEB03	-11475.669	0.000	0.000	-11931.199	0.000	0.000	
UEB04	-8967.453	-142.301	69.112	-9422.984	-608.747	91.732	
UEB05	-11901.241	-71.151	34.556	-12356.772	-304.374	45.866	
UEB06	-10563.734	-71.151	34.556	-11019.264	-304.374	45.866	
UEB07	-10484.049	-71.151	34.556	-10939.579	-304.374	45.866	
UEB08	-11901.241	-5084.951	1509.784	-12356.772	-13841.696	1509.784	
UEB09	-11901.241	5084.951	-1509.784	-12356.772	13841.696	-1509.784	
UEB10	-10563.734	-5084.951	1509.784	-11019.264	-13841.696	1509.784	
UEB11	-10563.734	5084.951	-1509.784	-11019.264	13841.696	-1509.784	
UEB12	-10484.049	-5084.951	1509.784	-10939.579	-13841.696	1509.784	
UEB13	-10484.049	5084.951	-1509.784	-10939.579	13841.696	-1509.784	
UEB14	-8519.081	-5026.204	1518.169	-8951.835	-13894.657	1539.919	
UEB15	-8519.081	4752.548	-1385.261	-8951.835	12723.989	-1363.511	
UEB16	-11340.031	-4957.790	1484.942	-11772.785	-13601.990	1495.817	
UEB17	-11340.031	4820.962	-1418.488	-11772.785	13016.656	-1407.613	
UEB18	-10053.966	-4957.790	1484.942	-10486.720	-13601.990	1495.817	
UEB19	-10053.966	4820.962	-1418.488	-10486.720	13016.656	-1407.613	
UEB20	-9977.346	-4957.790	1484.942	-10410.100	-13601.990	1495.817	
UEB21	-9977.346	4820.962	-1418.488	-10410.100	13016.656	-1407.613	
UEB22	-8967.453	926.490	1061.160	-9422.984	2897.300	1129.180	
UEB23	-11901.241	0.000	0.000	-12356.772	0.000	0.000	
UEB24	-10563.734	0.000	0.000	-11019.264	0.000	0.000	
UEB25	-10484.049	0.000	0.000	-10939.579	0.000	0.000	
UEB26	-8070.708	-131.355	63.796	-8480.686	-561.920	84.675	

5) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재4, 절점4)		우측 (부재5, 절점6)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-9559.078	7862.576	-12945.545	-8065.948	
UL002	-8397.212	7040.889	-10979.597	-6675.604	
UL003	-5148.598	4743.424	-14041.866	-8841.281	
UL004	-4579.488	4717.878	-11064.358	-6358.612	
UL005	-6480.025	6619.323	-13312.198	-7390.955	
UL006	-5777.502	6122.489	-12123.485	-6550.281	
UL007	-3813.223	4733.325	-13975.090	-7859.761	
UL008	-7801.119	6619.323	-11991.104	-7390.955	
UL009	-7801.119	6619.323	-11991.104	-7390.955	
UL010	-7098.595	6122.489	-10802.392	-6550.281	
UL011	-7098.595	6122.489	-10802.392	-6550.281	
UL012	-5134.317	4733.325	-12653.996	-7859.761	
UL013	-5134.317	4733.325	-12653.996	-7859.761	
UL014	-4403.354	4536.421	-10638.806	-6114.050	
UL015	-4403.354	4536.421	-10638.806	-6114.050	
UL016	-6230.793	6364.734	-12800.190	-7106.687	
UL017	-6230.793	6364.734	-12800.190	-7106.687	
UL018	-5555.290	5887.009	-11657.197	-6298.347	
UL019	-5555.290	5887.009	-11657.197	-6298.347	
UL020	-3666.561	4551.274	-13437.586	-7557.462	
UL021	-3666.561	4551.274	-13437.586	-7557.462	
UL022	-5129.473	3629.137	-6904.255	-4891.240	
UL023	-7801.119	6619.323	-11991.104	-7390.955	
UL024	-7098.595	6122.489	-10802.392	-6550.281	
UL025	-5134.317	4733.325	-12653.996	-7859.761	
UL026	-4227.220	4354.965	-10213.254	-5869.488	

② 두부보 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점8)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	1346.876	7573.738	-1723.327	-7817.698
UL002	1346.876	6752.051	-1723.327	-6427.353
UL003	1346.876	4454.586	-1723.327	-8593.031
UL004	1879.863	4429.040	-2256.314	-6110.361
UL005	2667.969	6330.485	-3044.421	-7142.704
UL006	2667.969	5833.651	-3044.421	-6302.031
UL007	2667.969	4444.487	-3044.421	-7611.510
UL008	1346.876	6330.485	-1723.327	-7142.704
UL009	1346.876	6330.485	-1723.327	-7142.704
UL010	1346.876	5833.651	-1723.327	-6302.031
UL011	1346.876	5833.651	-1723.327	-6302.031
UL012	1346.876	4444.487	-1723.327	-7611.510
UL013	1346.876	4444.487	-1723.327	-7611.510
UL014	1807.560	4258.692	-2169.533	-5875.348
UL015	1807.560	4258.692	-2169.533	-5875.348
UL016	2565.355	6087.005	-2927.328	-6867.985
UL017	2565.355	6087.005	-2927.328	-6867.985
UL018	2565.355	5609.280	-2927.328	-6059.645
UL019	2565.355	5609.280	-2927.328	-6059.645
UL020	2565.355	4273.545	-2927.328	-7318.760
UL021	2565.355	4273.545	-2927.328	-7318.760
UL022	-160.742	3406.954	-128.836	-4700.278
UL023	1346.876	6330.485	-1723.327	-7142.704
UL024	1346.876	5833.651	-1723.327	-6302.031
UL025	1346.876	4444.487	-1723.327	-7611.510
UL026	1735.258	4088.345	-2082.751	-5640.334

8. 두부보 설계

8.1 내민보의 설계 : 좌측 (절점 4)

1) 내민길이의 산정

: 원형이나 정다각형 기둥인 경우 내민 길이는 정사각형 기둥단면으로 치환하여 구한다.

[도로교 설계기준 5.4.4.1]

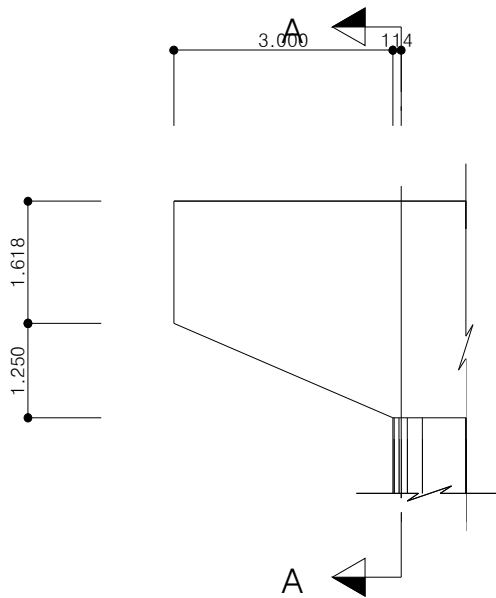
① 기둥의 단면적

$$A = \pi \times 2.000^2 / 4 = 3.142 \text{ m}^2$$

② 치환단면의 한변길이

$$L = \sqrt{3.142} = 1.772 \text{ m}$$

☞ 위험단면은 기둥끝단으로부터 $0.114\text{m}(= 1.000 - 1.772/2)$ 에 위치한다.



2) 브래킷 판정

① 위험단면에서의 작용력 : 『단면력 집계』 참조

$$V_u = 7862.576 \text{ kN} - \text{"UL0-01"}$$

$$M_u = 9559.078 \text{ kN.m}$$

$$N_u = 0.000 \text{ kN}$$

② 브래킷 판정

$$a = 9559.078 / 7862.576 = 1.216 \text{ m}$$

$$d = 2.500 - 0.145 = 2.355 \text{ m}$$

$$a/d = 1.216 / 2.355 = 0.516 \leq 1.0 \quad \therefore \text{브래킷으로 검토}$$

3) 브래킷 검토

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $\Phi=0.80$, $\Phi_f=0.80$, $\Phi_v=0.80$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	외단깊이(mm)	$V_u(\text{kN})$
2400.0	2500.0	2355.3	100.0	2408.9	7862.6

$a = 1215.769 \text{ mm}$, $d = 2355.283 \text{ mm}$

$a / d (= 0.516) \leq 1 \rightarrow$ Bracket으로 설계. [콘크리트 구조설계기준] 7.9.2

지압면의 외단깊이 $\geq 0.5d$, $2408.929 \text{ mm} \geq 0.5 \times 2355.283 \text{ mm} \therefore \text{O.K}$

① 설계 단면력 산정

$V_u = 7862.576 \text{ kN}$

$N_{uc} = 0.20 \times 7862.576 = 1572.515 \text{ kN}$

$M_u = M_u' + N_{uc} \times (h - d)$
 $= 9559.078 + 1572.515 \times (2.500 - 2.355)$
 $= 9786.647 \text{ kN.m}$

② 전단마찰철근(A_{vf})의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우, [도로교 설계기준] 4.4.6.4

$V_{n\_max} \leq 0.2 \times f_{ck} \times b_o \times d$, $5.6 \times b_o \times d$
 $\leq 0.2 \times 27 \times 2400.000 \times 2355.283 = 30524.472 \text{ kN}$
 $\leq 5.6 \times 2400.000 \times 2355.283 = 31655.008 \text{ kN}$

$\Phi V_{n\_max} = 0.80 \times 30524.472 = 24419.577 \text{ kN} \geq V_u (=7862.576 \text{ kN}) \therefore \text{O.K}$

$A_{vf} = \frac{V_u}{\Phi_v \times f_y \times \mu}$ ($\Phi_v=0.80$, $\mu=1.4\lambda$, $\lambda=1.0$; 일체로 친 보통 콘크리트)
 $= 7862576.000 / (0.80 \times 400 \times 1.4)$
 $= 17550.393 \text{ mm}^2$

③ 휨모멘트 철근(A_f)의 설계

$M_u = 9559.078 + 1572.515 \times (2.500 - 2.355) = 9786.647 \text{ kN.m}$

$a = \frac{M_u}{\Phi \times A_f \times f_y}$
 $0.85 \times f_{ck} \times B$
 $M_n = M_u / \Phi = A_f \times f_y \times (d - a/2) \rightarrow$ 위의 a 를 대입하여 A_f 를 이차방정식으로 푼다.
 $d - \sqrt{[d^2 - 4 \times M_u / (1.7 \times f_{ck} \times B \times \Phi)]}$
 $A_f = \frac{2 \times f_y}{1.7 \times f_{ck} \times B}$
 $= 13273.566 \text{ mm}^2$

④ 수평인장 철근(A_n)의 설계

$N_{uc} = 0.20 \times 7862.576 = 1572.515 \text{ kN}$

$A_n = N_{uc} / (\Phi \times f_y) = 4914.110 \text{ mm}^2$

⑤ 주인장철근(As)의 산정

주인장철근의 단면적은 $(A_f + A_n)$ 과 $(2/3 A_{vf} + A_n)$ 중 큰값을 취한다.

$$\rightarrow A_s = 18187.676 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} A_{s(\min)} &= 0.04 \times (f_{ck} / f_y) \times B \times d \\ &= 0.04 \times (27 / 400) \times 2400.000 \times 2355.283 \\ &= 15262.236 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Use } A_s = 27295.400 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 } 144.72 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : H32-10.0EA + H32-9.0EA, d_1 = 100.00 \text{ mm}$$

$$2\text{단} : H29-10.0EA + H29-9.0EA, d_2 = 200.00 \text{ mm}$$

$$\text{Use } A_s \geq 18187.676 \text{ mm}^2, 15262.236 \text{ mm}^2 \therefore 0.K$$

⑥ 폐쇄 스테럽, 띠철근(Ah)의 산정

$$\begin{aligned} A_h &= 0.5 \times (A_s - A_n) = 0.5 \times (18187.676 - 4914.110) \\ &= 6636.783 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{사용철근량 (1단)} : H25 - 6.0 EA = 3040.200 \text{ mm}^2$$

$$\text{철근의 배치 범위} : 2/3 d = 2/3 \times 2355.28 = 1570.19 \text{ mm} \text{ 구간에 } 7.0 \text{ 단 설치}$$

$$\blacktriangleright \text{사용철근량(7.0단)} : H25 - 42.00 EA = 21281.400 \text{ mm}^2 \geq 6636.783 \text{ mm}^2 \therefore 0.K$$

4) 외측빔 검토 : 깊은보로 검토

: L_n 이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

$$a = 1.2 < 2d (=4.800) \therefore \text{깊은 보로 전단설계}$$

$$- a/2 = 0.608 \text{ m} \quad (< d = 2.400 \text{ m}) \text{ L 위험단면 위치}$$

$$- V_u = 7737.029 \text{ kN} - "UL0-01"$$

$$\text{부재번호} : 2 \text{ (I단 : 절점2, J단 : 절점3)} \quad \text{부재길이(L)} : 1.300 \text{ m}$$

$$V_{ui} = 7573.738 \text{ kN} \text{ (I단)}, V_{uj} = 7837.073 \text{ kN} \text{ (J단)}$$

$$\text{검토위치}(L_c) = 2.506 \text{ m} \text{ (두부분 좌측단에서의 거리)}$$

$$\begin{aligned} V_u &= V_{ui} + (V_{uj} - V_{ui})/L \times (L_c - \text{I단 좌표}) \\ &= 7573.738 + (7837.073 - 7573.738)/1.300 \times (2.506 - 1.700) \\ &= 7737.029 \text{ kN} \end{aligned}$$

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	L_n (mm)	d(mm)	V_u (kN)	f_{ck} (MPa)	f_y (MPa)
2400.0	2431.5	2355.3	7737.0	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

$$\begin{aligned} \Phi_{\text{Max}} V_n &= \Phi \times 5 \times \sqrt{f_{ck}} / 6 \times b \times d \\ &= 0.80 \times 5 \times \sqrt{27} / 6 \times 2400.00 \times 2355.28 \\ &= 19581.458 \text{ kN} \geq V_u (= 7737.029 \text{ kN}) \therefore 0.K \end{aligned}$$

* 콘크리트의 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_c &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 2400.00 \times 2355.28 = 3916.292 \text{ kN} \\ &< V_u (= 7737.029 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.} \end{aligned}$$

★ 전단철근의 전단강도

㉔ 수직 전단철근

$$s = 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$A_v = H_{19} - 6.0 \text{ EA } (=1719.000 \text{ mm}^2) \geq 0.0025 \times b \times s (=1500.000 \text{ mm}^2) \quad \therefore \text{O.K}$$

㉕ 수평 전단철근

$$s_h = 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$A_{vh} = H_{25} - 6.0 \text{ EA } (=3040.200 \text{ mm}^2) \geq 0.0015 \times b \times s_h (=900.000 \text{ mm}^2) \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\rightarrow V_s = [A_v/s \times (1+L_n/d)/12 + A_{vh}/s_h \times (1+L_n/d)/12] \times f_y \times d = 10613.605 \text{ kN}$$

★ 설계 전단강도

$$\Phi V_n = \Phi \times (S_s + S_c) = 0.80 \times (10613.605 + 4895.364)$$

$$= 12407.176 \text{ kN} \geq V_u (= 7737.029 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K}$$

5) 수평력에 의한 검토

－ 교축방향 지진시 수평력과 두부보관성력으로 교축방향 모멘트를 산정

→ 두부보자중에 의한 관성력 산정 : 설계수평진도 ($K_h = 0.154 \times 1.200 = 0.185$)

$$w_1 = 1.618 \times 3.114 \times 2.400 \times 25.000 \times 0.185 = 55.927 \text{ kN}$$

$$w_2 = 1.250 \times (3.114 - 0.114) / 2 \times 2.400 \times 25.000 \times 0.185 = 20.813 \text{ kN}$$

$$w_3 = 1.250 \times (3.114 - 3.000) \times 2.400 \times 25.000 \times 0.185 = 1.582 \text{ kN}$$

$$V_c = 55.927 + 20.813 + 1.582 = 78.321 \text{ kN}$$

$$M_c = 55.927 \times 1.557 + 20.813 \times 1.114 + 1.582 \times 0.057 = 110.353 \text{ kN.m}$$

$$V_u = 408.910 + 78.321(V_c)$$

$$= 487.231 \text{ kN}$$

$$M_u = 408.910 \times 1.414 + 110.353(M_c)$$

$$= 688.552 \text{ kN.m}$$

★ 단면제원 및 설계가정

$$f_{ck} = 27 \text{ MPa}, f_y = 400 \text{ MPa}, k_1 = 0.85, \Phi_f = 0.85, \Phi_v = 0.80$$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2500.0	2400.0	2300.0	100.0	688.6	487.2

★ 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 7146.000 \times 400.00 = 2858400.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 2500.000 = 57375.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 49.820 \text{ mm, } c = 49.820 / \beta_1 = 49.820 / 0.85 = 58.611 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2300.00 - 58.611) / 58.611 = 0.11472$$

$$\epsilon_t \geq 0.00500 \text{ 이므로 인장지배단면이며, } \Phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.}$$

★ 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 881.680 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 7146.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 8.105]

1단 : H25 - 10.0 EA, H32 - 1.0 EA (= 5861.2 mm²)

2단 : H29 - 2.0 EA (= 1284.8 mm²)

* 철근비 검토

$$\rho_{\min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325 , \quad \rho_{\min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{\max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \Phi_x (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{\text{use}} = A_s / b d = 0.00124$$

$$\rho_{\max} \geq \rho_{\text{use}}, A_s \geq A_s(\text{req}) \times 4/3 \rightarrow \text{철근비 만족}, \therefore \text{O.K (콘.설 6.3.2)}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 49.820 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 7146.000 \times 400 \times (2300.00 - a/2) = 5527.650 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 688.552 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K [안전률 8.028]}$$

* 전단에 대한 검토 (d = 2300.00 mm)

$$\Phi V_c = 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 2500.00 \times 2300.00 = 3983.717 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c/2 \geq V_u (= 487.231 \text{ kN}) , \text{ 전단보강 불필요.}$$

6) 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 6000.861 \times 1000000 / [27295.400 \times (2355.283 - 537.927/3)] \\ = 101.035 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ = -7 \times 27295.400/2400.0 + 7 \times 27295.400/2400.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 2400.0 \times 2355.3)/(7 \times 27295.400)]} \\ = 537.927 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 27295.4 \text{ mm}^2 \text{ (철근도심 : 144.7 mm)}$$

$$1\text{단} : \text{H32} - 19.0 \text{ EA} (= 15089.8 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H29} - 19.0 \text{ EA} (= 12205.6 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 32/2 = 84.00 \text{ mm}$$

여기서 C_c : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{\min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 101.03) - 2.5 \times 84.00 = 569.44 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 101.03) = 623.55 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 569.44 mm 를 적용

$$S = 2400.00 / 19.0 \text{ EA} = 126.32 \leq S_a (= 569.44 \text{ mm}) \therefore \text{O.K}$$

7) 수평력 검토에 의한 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 688.552 \times 1000000 / [7146.000 \times (2300.000 - 284.032/3)] \\ = 43.692 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 7146.000/2500.0 + 7 \times 7146.000/2500.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 2500.0 \times 2300.0)/(7 \times 7146.000)]} \\ = 284.032 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 7146.0 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 100.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H25} - 10.0 \text{ EA}, \text{H32} - 1.0 \text{ EA} \quad (= 5861.2 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H29} - 2.0 \text{ EA} \quad (= 1284.8 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 32/2 = 84.00 \text{ mm}$$

여기서 C_c : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 43.69) - 2.5 \times 84.00 = 1592.39 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 43.69) = 1441.91 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 1441.91 mm 를 적용

$$S = 2500.00 / 11.0 \text{ EA} = 227.27 \leq S_a (= 1441.91 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

8.2 내민보의 설계 : 우측 (절점 6)

1) 내민길이의 산정

: 원형이나 정다각형 기둥인 경우 내민 길이는 정사각형 기둥단면으로 치환하여 구한다.

[도로교 설계기준 5.4.4.1]

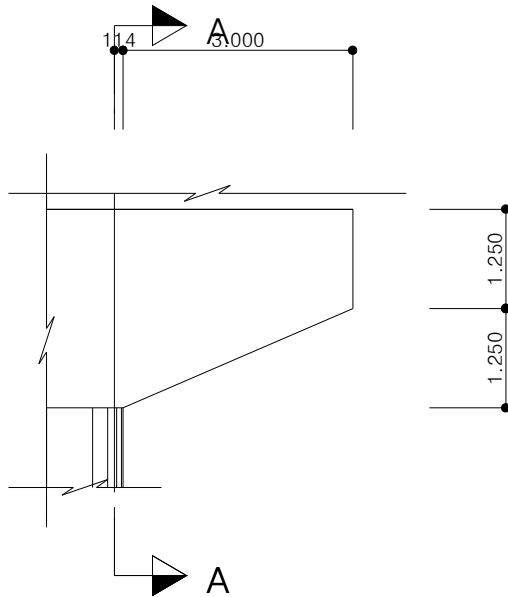
① 기둥의 단면적

$$A = \pi \times 2.000^2 / 4 = 3.142 \text{ m}^2$$

② 치환단면의 한변길이

$$L = \sqrt{3.142} = 1.772 \text{ m}$$

☞ 위험단면은 기둥끝단으로부터 $0.114\text{m}(= 1.000 - 1.772/2)$ 에 위치한다.



2) 브래킷 판정

① 위험단면에서의 작용력 : 『단면력 집계』 참조

$$V_u = 8841.281 \text{ kN} - \text{"UL0-03"}$$

$$M_u = 14041.866 \text{ kN.m}$$

$$N_u = 0.000 \text{ kN}$$

② 브래킷 판정

$$a = 14041.866 / 8841.281 = 1.588 \text{ m}$$

$$d = 2.500 - 0.145 = 2.355 \text{ m}$$

$$a/d = 1.588 / 2.355 = 0.674 \leq 1.0 \quad \therefore \text{브래킷으로 검토}$$

3) 브래킷 검토

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $\Phi=0.80$, $\Phi_f=0.80$, $\Phi_v=0.80$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	외단깊이(mm)	$V_u(\text{kN})$
2400.0	2500.0	2355.3	100.0	1885.7	8841.3

$a = 1588.216 \text{ mm}$, $d = 2355.283 \text{ mm}$

$a / d (= 0.674) \leq 1 \rightarrow$ Bracket으로 설계. [콘크리트 구조설계기준] 7.9.2

지압면의 외단깊이 $\geq 0.5d$, $1885.743 \text{ mm} \geq 0.5 \times 2355.283 \text{ mm} \therefore \text{O.K}$

① 설계 단면력 산정

$$V_u = 8841.281 \text{ kN}$$

$$N_{uc} = 0.20 \times 8841.281 = 1768.256 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} M_u &= M_u' + N_{uc} \times (h - d) \\ &= 14041.866 + 1768.256 \times (2.500 - 2.355) \\ &= 14297.762 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

② 전단마찰철근(A_{vf})의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우, [도로교 설계기준] 4.4.6.4

$$\begin{aligned} V_{n\_max} &\leq 0.2 \times f_{ck} \times b_o \times d, 5.6 \times b_o \times d \\ &\leq 0.2 \times 27 \times 2400.000 \times 2355.283 = 30524.472 \text{ kN} \\ &\leq 5.6 \times 2400.000 \times 2355.283 = 31655.008 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\Phi V_{n\_max} = 0.80 \times 30524.472 = 24419.577 \text{ kN} \geq V_u (=8841.281 \text{ kN}) \therefore \text{O.K}$$

$$\begin{aligned} A_{vf} &= \frac{V_u}{\Phi_v \times f_y \times \mu} \quad (\Phi_v=0.80, \mu=1.4\lambda, \lambda=1.0; \text{일체로 친 보통 콘크리트}) \\ &= 8841281.000 / (0.80 \times 400 \times 1.4) \\ &= 19735.002 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

③ 휨모멘트 철근(A_f)의 설계

$$M_u = 14041.866 + 1768.256 \times (2.500 - 2.355) = 14297.762 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned} a &= \frac{M_u}{\Phi \times A_f \times f_y} \\ &= \frac{0.85 \times f_{ck} \times B}{0.85 \times f_{ck} \times B} \\ M_n &= M_u / \Phi = A_f \times f_y \times (d - a/2) \rightarrow \text{위의 } a \text{를 대입하여 } A_f \text{를 이차방정식으로 푼다.} \\ d - \sqrt{[d^2 - 4 \times M_u / (1.7 \times f_{ck} \times B \times \Phi)]} \\ A_f &= \frac{2 \times f_y}{1.7 \times f_{ck} \times B} \\ &= 19599.570 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

④ 수평인장 철근(A_n)의 설계

$$N_{uc} = 0.20 \times 8841.281 = 1768.256 \text{ kN}$$

$$A_n = N_{uc} / (\Phi \times f_y) = 5525.801 \text{ mm}^2$$

⑤ 주인장철근(As)의 산정

주인장철근의 단면적은 $(A_f + A_n)$ 과 $(2/3 A_{vf} + A_n)$ 중 큰값을 취한다.

$$\rightarrow A_s = 25125.371 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} A_{s(\min)} &= 0.04 \times (f_{ck} / f_y) \times B \times d \\ &= 0.04 \times (27 / 400) \times 2400.000 \times 2355.283 \\ &= 15262.236 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Use } A_s = 27295.400 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 } 144.72 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : H32-10.0EA + H32-9.0EA, d_1 = 100.00 \text{ mm}$$

$$2\text{단} : H29-10.0EA + H29-9.0EA, d_2 = 200.00 \text{ mm}$$

$$\text{Use } A_s \geq 25125.371 \text{ mm}^2, 15262.236 \text{ mm}^2 \therefore 0.K$$

⑥ 폐쇄 스테럽, 띠철근(Ah)의 산정

$$\begin{aligned} A_h &= 0.5 \times (A_s - A_n) = 0.5 \times (25125.371 - 5525.801) \\ &= 9799.785 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{사용철근량 (1단)} : H25 - 6.0 EA = 3040.200 \text{ mm}^2$$

$$\text{철근의 배치 범위} : 2/3 d = 2/3 \times 2355.28 = 1570.19 \text{ mm 구간에 } 7.0 \text{ 단 설치}$$

$$\blacktriangleright \text{사용철근량(7.0단)} : H25 - 42.00 EA = 21281.400 \text{ mm}^2 \geq 9799.785 \text{ mm}^2 \therefore 0.K$$

4) 외측빔 검토 : 깊은보로 검토

: L_n 이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

$$a = 1.6 < 2d (=4.800) \therefore \text{깊은 보로 전단설계}$$

$$- a/2 = 0.794 \text{ m} \quad (< d = 2.400 \text{ m}) \text{ L 위험단면 위치}$$

$$- V_u = 8700.807 \text{ kN} - "UL0-03"$$

$$\text{부재번호} : 7 \text{ (I단 : 절점7, J단 : 절점8)} \quad \text{부재길이(L)} : 1.300 \text{ m}$$

$$V_{ui} = -8819.052 \text{ kN (I단)}, V_{uj} = -8593.031 \text{ kN (J단)}$$

$$\text{검토위치}(L_c) = 5.680 \text{ m (두부분 좌측단에서의 거리)}$$

$$\begin{aligned} V_u &= V_{ui} + (V_{uj} - V_{ui})/L \times (L_c - \text{I단 좌표}) \\ &= -8819.052 + (-8593.031 - -8819.052)/1.300 \times (5.680 - 5.000) \\ &= -8700.807 \text{ kN} \end{aligned}$$

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	L_n (mm)	d(mm)	V_u (kN)	f_{ck} (MPa)	f_y (MPa)
2400.0	3176.4	2355.3	8700.8	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

$$\begin{aligned} \Phi_{\text{Max}} V_n &= \Phi \times 5 \times \sqrt{f_{ck}} / 6 \times b \times d \\ &= 0.80 \times 5 \times \sqrt{27} / 6 \times 2400.00 \times 2355.28 \\ &= 19581.458 \text{ kN} \geq V_u (= 8700.807 \text{ kN}) \therefore 0.K \end{aligned}$$

* 콘크리트의 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_c &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 2400.00 \times 2355.28 = 3916.292 \text{ kN} \\ &< V_u (= 8700.807 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.} \end{aligned}$$

★ 전단철근의 전단강도

㉔ 수직 전단철근

$$s = 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$A_v = H_{19} - 6.0 \text{ EA } (=1719.000 \text{ mm}^2) \geq 0.0025 \times b \times s (=1500.000 \text{ mm}^2) \quad \therefore \text{O.K}$$

㉕ 수평 전단철근

$$s_h = 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$A_{vh} = H_{25} - 6.0 \text{ EA } (=3040.200 \text{ mm}^2) \geq 0.0015 \times b \times s_h (=900.000 \text{ mm}^2) \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\rightarrow V_s = [A_v/s \times (1+L_n/d)/12 + A_{vh}/s_h \times (1+L_n/d)/12] \times f_y \times d = 10482.385 \text{ kN}$$

★ 설계 전단강도

$$\Phi V_n = \Phi \times (S_s + S_c) = 0.80 \times (10482.385 + 4895.364)$$

$$= 12302.199 \text{ kN} \geq V_u (= 8700.807 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K}$$

5) 수평력에 의한 검토

－ 교축방향 지진시 수평력과 두부보관성력으로 교축방향 모멘트를 산정

→ 두부보자중에 의한 관성력 산정 : 설계수평진도 ($K_h = 0.154 \times 1.200 = 0.185$)

$$w_1 = 1.618 \times 3.114 \times 2.400 \times 25.000 \times 0.185 = 55.927 \text{ kN}$$

$$w_2 = 1.250 \times (3.114 - 0.114) / 2 \times 2.400 \times 25.000 \times 0.185 = 20.813 \text{ kN}$$

$$w_3 = 1.250 \times (3.114 - 3.000) \times 2.400 \times 25.000 \times 0.185 = 1.582 \text{ kN}$$

$$V_c = 55.927 + 20.813 + 1.582 = 78.321 \text{ kN}$$

$$M_c = 55.927 \times 1.557 + 20.813 \times 1.114 + 1.582 \times 0.057 = 110.353 \text{ kN.m}$$

$$V_u = 455.083 + 78.321(V_c)$$

$$= 533.404 \text{ kN}$$

$$M_u = 455.083 \times 1.414 + 110.353(M_c)$$

$$= 753.841 \text{ kN.m}$$

★ 단면제원 및 설계가정

$$f_{ck} = 27 \text{ MPa}, f_y = 400 \text{ MPa}, k_1 = 0.85, \Phi_f = 0.85, \Phi_v = 0.80$$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2500.0	2400.0	2300.0	100.0	753.8	533.4

★ 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 7146.000 \times 400.00 = 2858400.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 2500.000 = 57375.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 49.820 \text{ mm, } c = 49.820 / \beta_1 = 49.820 / 0.85 = 58.611 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2300.00 - 58.611) / 58.611 = 0.11472$$

$$\epsilon_t \geq 0.00500 \text{ 이므로 인장지배단면이며, } \Phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.}$$

★ 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

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 965.403 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 7146.0 mm^2 (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 7.402]

1단 : H25 - 10.0 EA , H32 - 1.0 EA (= 5861.2 mm^2)

2단 : H29 - 2.0 EA (= 1284.8 mm^2)

* 철근비 검토

$$\rho_{\min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325 , \quad \rho_{\min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{\max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \Phi_x (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{\text{use}} = A_s / b d = 0.00124$$

$$\rho_{\max} \geq \rho_{\text{use}}, A_s \geq A_{s(\text{req})} \times 4/3 \rightarrow \text{철근비 만족}, \therefore \text{O.K (콘.설 6.3.2)}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 49.820 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 7146.000 \times 400 \times (2300.00 - a/2) = 5527.650 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 753.841 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K [안전률 7.333]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 2300.00 \text{ mm}$)

$$\Phi V_c = 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 2500.00 \times 2300.00 = 3983.717 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c/2 \geq V_u (= 533.404 \text{ kN}) , \text{ 전단보강 불필요.}$$

6) 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 10750.069 \times 1000000 / [27295.400 \times (2355.283 - 537.927/3)]$$
$$= 180.996 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)}$$

$$= -7 \times 27295.400/2400.0 + 7 \times 27295.400/2400.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 2400.0 \times 2355.3)/(7 \times 27295.400)]}$$
$$= 537.927 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 27295.4 \text{ mm}^2 \text{ (철근도심 : } 144.7 \text{ mm)}$$

$$1\text{단} : \text{H32} - 19.0 \text{ EA} (= 15089.8 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H29} - 19.0 \text{ EA} (= 12205.6 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 32/2 = 84.00 \text{ mm}$$

여기서 C_c : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{\min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 181.00) - 2.5 \times 84.00 = 225.09 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 181.00) = 348.07 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 225.09 mm 를 적용

$$S = 2400.00 / 19.0 \text{ EA} = 126.32 \leq S_a (= 225.09 \text{ mm}) \therefore \text{O.K}$$

7) 수평력 검토에 의한 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 753.841 \times 1000000 / [7146.000 \times (2300.000 - 284.032/3)] \\ = 47.835 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 7146.000/2500.0 + 7 \times 7146.000/2500.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 2500.0 \times 2300.0)/(7 \times 7146.000)]} \\ = 284.032 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 7146.0 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 100.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H25} - 10.0 \text{ EA}, \text{H32} - 1.0 \text{ EA} \quad (= 5861.2 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H29} - 2.0 \text{ EA} \quad (= 1284.8 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 32/2 = 84.00 \text{ mm}$$

여기서 C_c : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 47.83) - 2.5 \times 84.00 = 1436.29 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 47.83) = 1317.03 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 1317.03 mm 를 적용

$$S = 2500.00 / 11.0 \text{ EA} = 227.27 \leq S_a (= 1317.03 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

8.3 교량받침 위치 검토

1) 받침위치1(교량받침1) : UL0-01(절점 2)

: L_n 이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

$$a = 0.178 (1346.88/7573.74) < 2d(=4.453) \therefore \text{깊은 보로 전단설계}$$

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	L_n (mm)	d(mm)	V_u (kN)	f_{ck} (MPa)	f_y (MPa)
2400.0	2431.5	2226.3	7573.7	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

$$\begin{aligned} \Phi_{\text{Max}} V_n &= \Phi \times 5 \times \sqrt{f_{ck}} / 6 \times b \times d \\ &= 0.80 \times 5 \times \sqrt{27} / 6 \times 2400.00 \times 2226.33 \\ &= 18509.388 \text{ kN} \geq V_u(= 7573.738 \text{ kN}) \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

* 콘크리트의 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_c &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 2400.00 \times 2226.33 = 3701.878 \text{ kN} \\ &< V_u (= 7573.738 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.} \end{aligned}$$

* 전단철근의 전단강도

㉠ 수직 전단철근

$$\begin{aligned} s &= 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \therefore \text{O.K} \\ A_v &= H19 - 6.0 \text{ EA } (=1719.000 \text{ mm}^2) \geq 0.0025 \times b \times s (=1500.000 \text{ mm}^2) \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

㉡ 수평 전단철근

$$\begin{aligned} s_h &= 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \therefore \text{O.K} \\ A_{vh} &= H25 - 6.0 \text{ EA } (=3040.200 \text{ mm}^2) \geq 0.0015 \times b \times s_h (=900.000 \text{ mm}^2) \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

$$\rightarrow V_s = [A_v/s \times (1+L_n/d)/12 + A_{vh}/s_h \times (1-L_n/d)/12] \times f_y \times d = 10009.067 \text{ kN}$$

* 설계 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_n &= \Phi \times (S_s + S_c) = 0.80 \times (10009.067 + 4627.347) \\ &= 11709.131 \text{ kN} \geq V_u(= 7573.738 \text{ kN}) \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- 사용성 검토

① 응력 산정

$$\begin{aligned} f_s &= M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 2052.284 \times 1000000 / [6424.000 \times (2226.333 - 270.710/3)] \\ &= 149.558 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \chi &= -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ &= -7 \times 6424.000/2400.0 + 7 \times 6424.000/2400.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 2400.0 \times 2226.3 / (7 \times 6424.000)} \\ &= 270.710 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{사용철근량} = 6424.0 \text{ mm}^2 \text{ (철근도심 : } 100.0 \text{ mm)}$$

$$1\text{단} : H29 - 10.0 \text{ EA } (= 6424.0 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 29/2 = 85.50 \text{ mm}$$

여기서 C_c : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{\min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 149.56) - 2.5 \times 85.50 = 312.80 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 149.56) = 421.24 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 312.80 mm 를 적용

$$S = 2400.00 / 10.0 \text{ EA} = 240.00 \leq S_a (= 312.80 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

2) 받침위치2(교량받침2) : UL0-03(절점 8)

: L_n 이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

$$a = 0.201 (1723.33/8593.03) < 2d(=3.717) \therefore \text{깊은 보로 전단설계}$$

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	L_n (mm)	d(mm)	V_u (kN)	f_{ck} (MPa)	f_y (MPa)
2400.0	3176.4	1813.6	8593.0	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

$$\begin{aligned} \Phi_{\text{Max}} V_n &= \Phi \times 5 \times \sqrt{f_{ck}} / 6 \times b \times d \\ &= 0.80 \times 5 \times \sqrt{27} / 6 \times 2400.00 \times 1813.62 \\ &= 15078.126 \text{ kN} \geq V_u (= 8593.031 \text{ kN}) \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

* 콘크리트의 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_c &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 2400.00 \times 1813.62 = 3015.625 \text{ kN} \\ &< V_u (= 8593.031 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.} \end{aligned}$$

* 전단철근의 전단강도

㉠ 수직 전단철근

$$\begin{aligned} s &= 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \therefore \text{O.K} \\ A_v &= H19 - 6.0 \text{ EA } (=1719.000 \text{ mm}^2) \geq 0.0025 \times b \times s (=1500.000 \text{ mm}^2) \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

㉡ 수평 전단철근

$$\begin{aligned} s_h &= 250.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \therefore \text{O.K} \\ A_{vh} &= H25 - 6.0 \text{ EA } (=3040.200 \text{ mm}^2) \geq 0.0015 \times b \times s_h (=900.000 \text{ mm}^2) \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

$$\rightarrow V_s = [A_v/s \times (1+L_n/d)/12 + A_{vh}/s_h \times (1-L_n/d)/12] \times f_y \times d = 7942.965 \text{ kN}$$

* 설계 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi V_n &= \Phi \times (S_s + S_c) = 0.80 \times (7942.965 + 3769.531) \\ &= 9369.997 \text{ kN} \geq V_u (= 8593.031 \text{ kN}) \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- 사용성 검토

① 응력 산정

$$\begin{aligned} f_s &= M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 2341.862 \times 1000000 / [27295.400 \times (1813.617 - 463.627/3)] \\ &= 51.714 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \chi &= -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ &= -7 \times 27295.400/2400.0 + 7 \times 27295.400/2400.0 \times \sqrt{[1 + 2 \times 2400.0 \times 1813.6/(7 \times 27295.400)]} \\ &= 463.627 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{사용철근량} = 27295.4 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 : } 144.7 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : H32 - 19.0 \text{ EA } (= 15089.8 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : H29 - 19.0 \text{ EA } (= 12205.6 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 32/2 = 84.00 \text{ mm}$$

여기서 C_c : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 51.71) - 2.5 \times 84.00 = 1312.81 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 51.71) = 1218.24 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 1218.24 mm 를 적용

$$S = 2400.00 / 19.0 \text{ EA} = 126.32 \leq S_a (= 1218.24 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

9. 기동 설계

9.1 교축직각방향

1) 기동부재력 집계 : 하단

구 분	Pe(kN)	Pu(kN)	M1(kN.m)	M2(kN.m)	V(kN)	Δ (m)	비 고
UL001	-12249.879	-17101.913	4629.121	7653.716	-521.482	0.00857	축력최대
UL007	-12249.879	-13766.475	15384.197	22356.641	-1207.801	0.02595	모멘트최대
UL022	-9422.984	-9422.984	6059.148	11481.458	1210.380	0.01380	탄성설계
UL022	-9422.984	-9422.984	3942.608	5750.045	1210.380	0.01380	소성설계
UE020	-8951.835	-10410.100	13927.196	20631.469	-1161.347	0.02381	편심최대

註) Pe : 장기지속축력 (= 고정하중에 의한 축력 x 고정하중계수)

Pu : 전체축력, M1, M2 : 기동상단, 하단 모멘트

Vu : 전단력, Δ : 기동상단의 변위량

※ 소성설계시 지진시 모멘트에 대하여 응답수정계수(R=3.0)로 나눈 값을 적용한다

2) 기동검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.005	0.034	0.060	0.K	42926.761	17101.913	7939.539	2.510	0.K
모멘트최대	0.005	0.034	0.060	0.K	16095.499	13766.475	23239.752	1.169	0.K
탄성설계	0.005	0.034	0.060	0.K	29014.662	9422.984	11644.481	3.079	0.K
편심최대	0.005	0.034	0.060	0.K	13490.979	10410.100	21203.976	1.296	0.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 9, UL001)

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$, $\theta=90.000^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	$P_u(\text{kN})$	$M_u(\text{kN.m})$	e(mm)
100.000	1889.074	17101.913	7939.539	464.249

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

$$Q = \sum P_u \Delta / (V_u L_c)$$

$$= 17101.913 \times 0.00857 / (-521.482 \times 7.859)$$

$$= 0.036$$

여기서, $\sum P_u$: 총전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

V_u : 층전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 7.859 m)

㉣ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, $k = 2.100$

세장비 $\lambda = k \times L_u / r \leq 22$

$$= 2.100 \times 8.668 / 0.500$$

$$= 36.406 > 22.000 \quad \therefore \text{장주}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.500$: 부재단면의 최소회전반경

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 8.668 m)

㉤ 모멘트 확대계수 산정

$$\delta_s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$$

$$= 1 / (1 - 0.036)$$

$$= 1.037$$

㉥ 확대 모멘트 산정

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s \times M_{1s}$$

$$= 0.000 + 1.037 \times 4629.121$$

$$= 4801.993 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s \times M_{2s}$$

$$= 0.000 + 1.037 \times 7653.716$$

$$= 7939.539 \text{ kN.m}$$

㉦ 철근비 검토

$$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2, A_{st} = 107217.00 \text{ mm}^2, P_{use} = 0.03413$$

$$- 1\text{단} : \text{H32} - 45\text{EA} (A_s=35739.000 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : \text{H32} - 45\text{EA} (A_s=35739.000 \text{ mm}^2), d_2 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 3\text{단} : \text{H32} - 45\text{EA} (A_s=35739.000 \text{ mm}^2), d_3 = 132.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0341) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{\Psi 0.80(0.85 f_{ck} + 0.01 f_y)\} = 1133177.379 \text{ mm}^2$$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉔ 평형하중 산정

$$\begin{aligned}
 c_b &= 600 / (600 + f_y) \times d = 1133.445 \text{ mm}, & a_b &= k_1 \times c_b = 963.428 \text{ mm} \\
 C_c &= 0.85 \times 27.0 \times 1497725.967 = 34372.811 \text{ kN}, & \sum C_{si} &= 16296.958 \text{ kN}, & \sum T_{si} &= 12446.005 \text{ kN} \\
 P_b &= 34372.811 + 16296.958 - 12446.005 & &= 38223.763 \text{ kN} \\
 M_b &= C_c \times 925.980 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) & &= 34895.190 \text{ kN.m} \\
 e_b &> e \rightarrow \text{압축 파괴} & (e_b &= M_b/P_b = 912.919 \text{ mm}, & e &= M_u/P_u = 464.249 \text{ mm})
 \end{aligned}$$

㉕ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 1441.574 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1225.338 \text{ mm}$ 를 사용.

$$\begin{aligned}
 C_c &= 0.85 \times 27.0 \times 2017711.206 = 46306.472 \text{ kN} \\
 \sum C_{si} &= 19391.442 \text{ kN}, & \sum T_{si} &= 4373.970 \text{ kN} \\
 P_n &= 46306.472 + 19391.442 - 4373.970 & &= 61323.945 \text{ kN} \\
 M_n &= C_c \times 918.275 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) & &= 28468.988 \text{ kN.m} \\
 - \text{편심오차 : } |e - M_n/P_n (=464.239)| &= 0.0093 \leq 0.010 & \therefore \text{허용오차 만족}
 \end{aligned}$$

㉖ 강도감소계수(Φ) 산정

$$\begin{aligned}
 d_t &= 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm} \\
 c &= 1441.574 \text{ mm}, & a &= k_1 \times c = 1225.338 \text{ mm} \\
 \epsilon_y &= f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020 \\
 \epsilon_t &= 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 1441.57) / 1441.57 = 0.00095 \\
 \epsilon_t &\leq \epsilon_y \text{ 이므로 압축지배단면이며, } \Phi = 0.70 \text{ 를 적용한다.}
 \end{aligned}$$

㉗ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\begin{aligned}
 \text{Max } P_n &= 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 90020.577 \text{ kN} \geq P_n = 61323.945 \text{ kN} \\
 \Phi P_n &= 0.70 \times 61323.945 = 42926.761 \text{ kN} \geq P_u = 17101.913 \text{ kN} \therefore \text{O.K} \\
 \Phi M_n &= \Phi P_n \times 0.464 = 19928.689 \text{ kN.m} \geq M_u = 7939.539 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}
 \end{aligned}$$

② 모멘트최대 : (부재 9, UL007)

㉞ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$, $\theta=90.000^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	$P_u(\text{kN})$	$M_u(\text{kN.m})$	e(mm)
100.000	1889.074	13766.475	23239.752	1688.141

㉞ 압축부재의 장주효과

㉞ 총 안정지수 산정

$$Q = \sum P_u \Delta / (V_u L_c)$$

$$= 13766.475 \times 0.02595 / (-1207.801 \times 7.859)$$

$$= 0.038$$

여기서, $\sum P_u$: 총전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

V_u : 총전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 7.859 m)

㉞ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, $k = 2.100$

세장비 $\lambda = k \times L_u / r \leq 22$

$$= 2.100 \times 8.668 / 0.500$$

$$= 36.406 > 22.000 \quad \therefore \text{장주}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.500$: 부재단면의 최소회전반경

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 8.668 m)

㉞ 모멘트 확대계수 산정

$$\delta_s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$$

$$= 1 / (1 - 0.038)$$

$$= 1.040$$

㉞ 확대 모멘트 산정

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s \times M_{1s}$$

$$= 0.000 + 1.040 \times 15384.197$$

$$= 15991.889 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s \times M_{2s}$$

$$= 0.000 + 1.040 \times 22356.641$$

$$= 23239.752 \text{ kN.m}$$

㉞ 철근비 검토

$$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2, A_{st} = 107217.00 \text{ mm}^2, \rho_{use} = 0.03413$$

$$- 1\text{단} : \text{H32} - 45\text{EA} (A_s=35739.000 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : \text{H32} - 45\text{EA} (A_s=35739.000 \text{ mm}^2), d_2 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 3\text{단} : \text{H32} - 45\text{EA} (A_s=35739.000 \text{ mm}^2), d_3 = 132.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{\min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0341) \leq \rho_{\max} (= 0.0600) \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\rho_{\min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{\psi 0.80(0.85 f_{ck} + 0.01 f_y)\} = 912170.355 \text{ mm}^2$$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉔ 평형하중 산정

$$\begin{aligned}
 c_b &= 600 / (600 + f_y) \times d = 1133.445 \text{ mm}, & a_b &= k_1 \times c_b = 963.428 \text{ mm} \\
 C_c &= 0.85 \times 27.0 \times 1497725.967 = 34372.811 \text{ kN}, & \sum C_{si} &= 16296.958 \text{ kN}, & \sum T_{si} &= 12446.005 \text{ kN} \\
 P_b &= 34372.811 + 16296.958 - 12446.005 & &= 38223.763 \text{ kN} \\
 M_b &= C_c \times 925.980 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) & &= 34895.190 \text{ kN.m} \\
 e_b &< e \rightarrow \text{인장 파괴} & (e_b &= M_b / P_b = 912.919 \text{ mm}, & e &= M_u / P_u = 1688.141 \text{ mm})
 \end{aligned}$$

㉕ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 900.907 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 765.771 \text{ mm}$ 를 사용.

$$\begin{aligned}
 C_c &= 0.85 \times 27.0 \times 1106698.135 = 25398.722 \text{ kN} \\
 \sum C_{si} &= 13864.869 \text{ kN}, & \sum T_{si} &= 18260.729 \text{ kN} \\
 P_n &= 25398.722 + 13864.869 - 18260.729 & &= 21002.862 \text{ kN} \\
 M_n &= C_c \times 936.428 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) & &= 35456.001 \text{ kN.m} \\
 \text{- 편심오차 : } &|e - M_n / P_n (=1688.151)| = 0.0099 \leq 0.010 & \therefore \text{허용오차 만족}
 \end{aligned}$$

㉖ 강도감소계수(Φ) 산정

$$\begin{aligned}
 d_t &= 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm} \\
 c &= 900.907 \text{ mm}, & a &= k_1 \times c = 765.771 \text{ mm} \\
 \epsilon_y &= f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020 \\
 \epsilon_t &= 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 900.91) / 900.91 = 0.00333 \\
 \epsilon_y &< \epsilon_t < 0.00500 \text{ 이므로 변화구간단면이며, } \Phi &= 0.77 \text{ 를 적용한다.} \\
 \Phi &= 0.700 + (0.0033 - 0.0020) \times (0.850 - 0.700) / (0.00500 - 0.00200) = 0.766
 \end{aligned}$$

㉗ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\begin{aligned}
 \text{Max } P_n &= 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 90020.577 \text{ kN} \geq P_n = 21002.862 \text{ kN} \\
 \Phi P_n &= 0.77 \times 21002.862 = 16095.499 \text{ kN} \geq P_u = 13766.475 \text{ kN} \therefore \text{O.K} \\
 \Phi M_n &= \Phi P_n \times 1.688 = 27171.472 \text{ kN.m} \geq M_u = 23239.752 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}
 \end{aligned}$$

③ 단성설계 : (부재 9, UL022)

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=1.00$, $\theta=90.000^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	$P_u(\text{kN})$	$M_u(\text{kN.m})$	e(mm)
100.000	1889.074	9422.984	11644.481	1235.753

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

$$Q = \sum P_u \Delta / (V_u L_c)$$

$$= 9422.984 \times 0.01380 / (1210.380 \times 7.859)$$

$$= 0.014$$

여기서, $\sum P_u$: 총전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

V_u : 총전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 7.859 m)

㉣ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, $k = 2.100$

$$\text{세장비 } \lambda = k \times L_u / r \leq 22$$

$$= 2.100 \times 8.668 / 0.500$$

$$= 36.406 > 22.000 \quad \therefore \text{장주}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.500$: 부재단면의 최소회전반경

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 8.668 m)

㉤ 모멘트 확대계수 산정

$$\delta_s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$$

$$= 1 / (1 - 0.014)$$

$$= 1.014$$

㉥ 확대 모멘트 산정

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s \times M_{1s}$$

$$= 0.000 + 1.014 \times 6059.148$$

$$= 6145.181 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s \times M_{2s}$$

$$= 0.000 + 1.014 \times 11481.458$$

$$= 11644.481 \text{ kN.m}$$

㉦ 철근비 검토

$$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2, A_{st} = 107217.00 \text{ mm}^2, \rho_{use} = 0.03413$$

$$- 1\text{단} : \text{H32} - 45\text{EA} (A_s=35739.000 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : \text{H32} - 45\text{EA} (A_s=35739.000 \text{ mm}^2), d_2 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 3\text{단} : \text{H32} - 45\text{EA} (A_s=35739.000 \text{ mm}^2), d_3 = 132.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{\min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0341) \leq \rho_{\max} (= 0.0600) \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\rho_{\min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{\psi 0.80(0.85 f_{ck} + 0.01 f_y)\} = 624369.467 \text{ mm}^2$$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉔ 평형하중 산정

$$cb = 600 / (600 + f_y) \times d = 1133.445 \text{ mm}, \quad ab = k_1 \times cb = 963.428 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1497725.967 = 34372.811 \text{ kN}, \quad \sum C_{si} = 16296.958 \text{ kN}, \quad \sum T_{si} = 12446.005 \text{ kN}$$

$$P_b = 34372.811 + 16296.958 - 12446.005 = 38223.763 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times 925.980 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 34895.190 \text{ kN.m}$$

$$eb < e \rightarrow \text{인장 파괴} \quad (eb = M_b/P_b = 912.919 \text{ mm}, \quad e = M_u/P_u = 1235.753 \text{ mm})$$

㉕ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 1012.460 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 860.591 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1292931.911 = 29672.787 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 15074.968 \text{ kN}, \quad \sum T_{si} = 15733.093 \text{ kN}$$

$$P_n = 29672.787 + 15074.968 - 15733.093 = 29014.662 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 931.000 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 35854.913 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (=1235.752)| = 0.0015 \leq 0.010 \quad \therefore \text{허용오차 만족}$

㉖ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 90020.577 \text{ kN} \geq P_n = 29014.662 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 1.00 \times 29014.662 = 29014.662 \text{ kN} \geq P_u = 9422.984 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 1.236 = 35854.956 \text{ kN.m} \geq M_u = 11644.481 \text{ kN.m} \quad \therefore \text{O.K}$$

④ 편심최대 : (부재 9, UE020)

㉠설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$, $\theta=90.000\text{도(중립축각도)}$

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1889.074	10410.100	21203.976	2036.866

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

$$Q = \sum P_u \Delta / (V_u L_c)$$

$$= 10410.100 \times 0.02381 / (-1161.347 \times 7.859)$$

$$= 0.027$$

여기서, $\sum P_u$: 총전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

V_u : 층전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 7.859 m)

㉣ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, $k = 2.100$

$$\text{세장비 } \lambda = k \times L_u / r \leq 22$$

$$= 2.100 \times 8.668 / 0.500$$

$$= 36.406 > 22.000 \quad \therefore \text{장주}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.500$: 부재단면의 최소회전반경

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 8.668 m)

㉤ 모멘트 확대계수 산정

$$\delta_s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$$

$$= 1 / (1 - 0.027)$$

$$= 1.028$$

㉥ 확대 모멘트 산정

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s \times M_{1s}$$

$$= 0.000 + 1.028 \times 13927.196$$

$$= 14313.665 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s \times M_{2s}$$

$$= 0.000 + 1.028 \times 20631.469$$

$$= 21203.976 \text{ kN.m}$$

㉦ 철근비 검토

$$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2, A_{st} = 107217.00 \text{ mm}^2, \rho_{use} = 0.03413$$

$$- 1\text{단} : \text{H32} - 45\text{EA} (A_s=35739.000 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : \text{H32} - 45\text{EA} (A_s=35739.000 \text{ mm}^2), d_2 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 3\text{단} : \text{H32} - 45\text{EA} (A_s=35739.000 \text{ mm}^2), d_3 = 132.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{\min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0341) \leq \rho_{\max} (= 0.0600) \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\rho_{\min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{\psi 0.80(0.85 \times f_{ck} + 0.01 \times f_y)\} = 689776.040 \text{ mm}^2$$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉔ 평형하중 산정

$$\begin{aligned}
 c_b &= 600 / (600 + f_y) \times d = 1133.445 \text{ mm}, & a_b &= k_1 \times c_b = 963.428 \text{ mm} \\
 C_c &= 0.85 \times 27.0 \times 1497725.967 = 34372.811 \text{ kN}, & \sum C_{si} &= 16296.958 \text{ kN}, & \sum T_{si} &= 12446.005 \text{ kN} \\
 P_b &= 34372.811 + 16296.958 - 12446.005 & &= 38223.763 \text{ kN} \\
 M_b &= C_c \times 925.980 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) & &= 34895.190 \text{ kN.m} \\
 e_b &< e \rightarrow \text{인장 파괴} & (e_b &= M_b/P_b = 912.919 \text{ mm}, & e &= M_u/P_u = 2036.866 \text{ mm})
 \end{aligned}$$

㉕ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 845.653 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 718.805 \text{ mm}$ 를 사용.

$$\begin{aligned}
 C_c &= 0.85 \times 27.0 \times 1015945.210 = 23315.943 \text{ kN} \\
 \sum C_{si} &= 13274.451 \text{ kN}, & \sum T_{si} &= 19448.492 \text{ kN} \\
 P_n &= 23315.943 + 13274.451 - 19448.492 & &= 17141.902 \text{ kN} \\
 M_n &= C_c \times 939.373 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) & &= 34915.632 \text{ kN.m} \\
 \text{편심오차 : } |e - M_n/P_n (=2036.859)| &= 0.0071 \leq 0.010 & \therefore \text{허용오차 만족}
 \end{aligned}$$

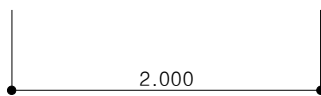
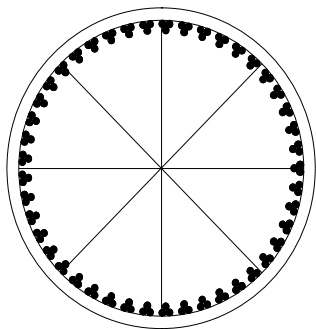
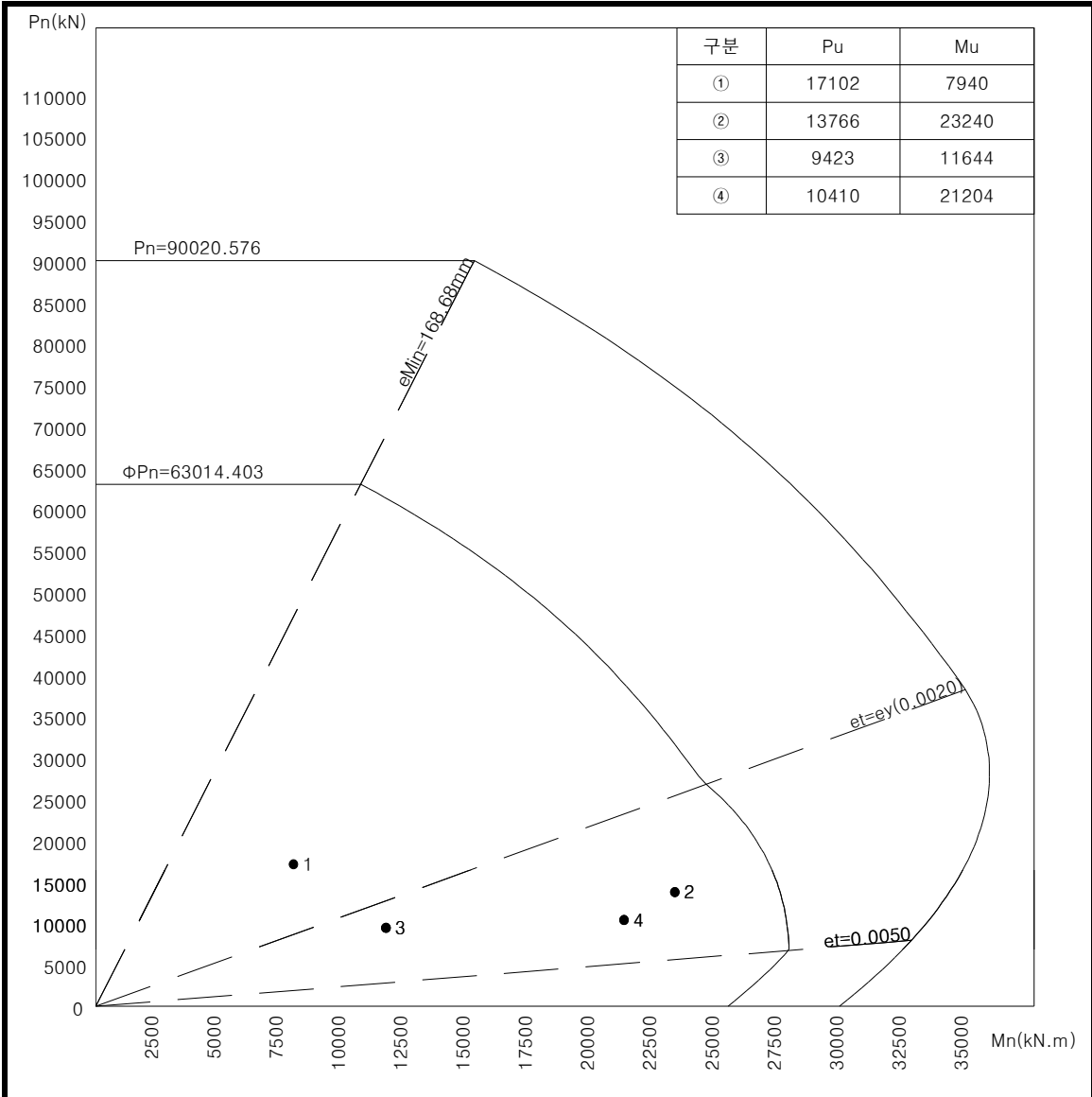
㉖ 강도감소계수(Φ) 산정

$$\begin{aligned}
 d_t &= 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm} \\
 c &= 845.653 \text{ mm}, & a &= k_1 \times c = 718.805 \text{ mm} \\
 \epsilon_y &= f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020 \\
 \epsilon_t &= 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 845.65) / 845.65 = 0.00374 \\
 \epsilon_y &< \epsilon_t < 0.00500 \text{ 이므로 변화구간단면이며, } \Phi &= 0.79 \text{ 를 적용한다.} \\
 \Phi &= 0.700 + (0.0037 - 0.0020) \times (0.850 - 0.700) / (0.00500 - 0.00200) = 0.787
 \end{aligned}$$

㉗ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\begin{aligned}
 \text{Max } P_n &= 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 90020.577 \text{ kN} \geq P_n = 17141.902 \text{ kN} \\
 \Phi P_n &= 0.79 \times 17141.902 = 13490.979 \text{ kN} \geq P_u = 10410.100 \text{ kN} \therefore \text{O.K} \\
 \Phi M_n &= \Phi P_n \times 2.037 = 27479.314 \text{ kN.m} \geq M_u = 21203.976 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}
 \end{aligned}$$

4) PM 상관도



■ 단면제원

$R = 1000.000 \text{ mm}$
 $D = 1889.074 \text{ mm}$
 $A_g = 3141592.654 \text{ mm}^2$
 $A_{eff} = 1570796.327 \text{ mm}^2$

■ 사용 철근

$A_{st} = 107217.000 \text{ mm}^2$
 $P_{use} = 0.03413$
 1단 : H32-45Ea
 2단 : H32-45Ea
 3단 : H32-45Ea

9.2 교축방향

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pe(kN)	Pu(kN)	M1(kN.m)	M2(kN.m)	V(kN)	Δ(m)	비 고
ULB01	-12249.879	-17101.913	0.000	0.000	0.000	0.00000	축력최대
ULB14	-11778.730	-11778.730	5026.204	13894.657	1539.919	0.01385	모멘트최대
ULB22	-9422.984	-9422.984	2779.470	8691.900	1129.180	0.01000	탄성설계
ULB22	-9422.984	-9422.984	926.490	2897.300	1129.180	0.01000	소성설계
UEB14	-8951.835	-8951.835	5026.204	13894.657	1539.919	0.01385	편심최대

註) Pe : 장기지속축력 (= 고정하중에 의한 축력 x 고정하중계수)

Pu : 전체축력, M1, M2 : 기둥상단, 하단 모멘트

Vu : 전단력, Δ : 기둥상단의 변위량

※ 소성설계시 지진시 모멘트에 대하여 응답수정계수(R=3.0)로 나눈 값을 적용한다

2) 기둥검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.005	0.034	0.060	0.K	63014.404	17101.913	0.000	3.685	0.K
모멘트최대	0.005	0.034	0.060	0.K	21824.303	11778.730	14077.667	1.853	0.K
탄성설계	0.005	0.034	0.060	0.K	37559.351	9422.984	8788.574	3.986	0.K
편심최대	0.005	0.034	0.060	0.K	17227.273	8951.835	14035.007	1.924	0.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 9, ULB01)

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1889.074	17101.913	0.000	0.000

㉡ 철근비 검토

$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2$, $A_{st} = 107217.00 \text{ mm}^2$, $P_{use} = 0.03413$

- 1단 : H32 - 45EA ($A_s=35739.000 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H32 - 45EA ($A_s=35739.000 \text{ mm}^2$), $d_2 = 100.000 \text{ mm}$

- 3단 : H32 - 45EA ($A_s=35739.000 \text{ mm}^2$), $d_3 = 132.000 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0341) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore \text{O.K}$

$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g$, $A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \times f_{ck} + 0.01 \times f_y) \} = 1133177.379 \text{ mm}^2$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉢ 평형하중 산정

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1133.445 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 963.428 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1497725.967 = 34372.811 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 16296.958 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 12446.005 \text{ kN}$

$P_b = 34372.811 + 16296.958 - 12446.005 = 38223.763 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 925.980 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 34895.190 \text{ kN.m}$

$e_b > e \rightarrow$ 압축 파괴 ($e_b = M_b / P_b = 912.919 \text{ mm}$, $e = M_u / P_u = 0.000 \text{ mm}$)

㉣ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 7084.029 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 6021.425 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 3141936.858 = 72107.451 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 40426.170 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 0.000 \text{ kN}$

$P_n = 72107.451 + 40426.170 - 0.000 = 112533.621 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 3010.712 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = -0.000 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n / P_n (= -0.000)| = 0.0000 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉤ 강도감소계수(Φ) 산정

$d_t = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm}$

$c = 7084.029 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 6021.425 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 7084.03) / 7084.03 = -0.00220$

$\epsilon_t \leq \epsilon_y$ 이므로 압축지배단면이며, $\Phi = 0.70$ 를 적용한다.

㉦ 축방향력 및 휨에대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{ 0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st} \} = 90020.577 \text{ kN} < P_n = 112533.621 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.70 \times 90020.577 = 63014.404 \text{ kN} \geq P_u = 17101.913 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.000 = 0.000 \text{ kN.m} \geq M_u = 0.000 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

② 모멘트최대 : (부재 9, ULB14)

㉞ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1889.074	11778.730	14077.667	1195.177

㉞ 압축부재의 장주효과

㉞ 총 안정지수 산정

$$Q = \sum P_u \Delta / (V_u L_c)$$

$$= 11778.730 \times 0.01385 / (1539.919 \times 7.859)$$

$$= 0.013$$

여기서, $\sum P_u$: 총전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

V_u : 층전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 7.859 m)

㉞ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, $k = 2.100$

세장비 $\lambda = k \times L_u / r \leq 22$

$$= 2.100 \times 8.668 / 0.500$$

$$= 36.406 > 22.000 \quad \therefore \text{장주}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.500$: 부재단면의 최소회전반경

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 8.668 m)

㉞ 모멘트 확대계수 산정

$$\delta_s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$$

$$= 1 / (1 - 0.013)$$

$$= 1.013$$

㉞ 확대 모멘트 산정

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s \times M_{1s}$$

$$= 0.000 + 1.013 \times 5026.204$$

$$= 5092.405 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s \times M_{2s}$$

$$= 0.000 + 1.013 \times 13894.657$$

$$= 14077.667 \text{ kN.m}$$

㉞ 철근비 검토

$$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2, A_{st} = 107217.00 \text{ mm}^2, \rho_{use} = 0.03413$$

$$- 1\text{단} : \text{H32} - 45\text{EA} (A_s=35739.000 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : \text{H32} - 45\text{EA} (A_s=35739.000 \text{ mm}^2), d_2 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 3\text{단} : \text{H32} - 45\text{EA} (A_s=35739.000 \text{ mm}^2), d_3 = 132.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{\min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0341) \leq \rho_{\max} (= 0.0600) \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\rho_{\min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{\psi 0.80(0.85 \times f_{ck} + 0.01 \times f_y)\} = 780461.834 \text{ mm}^2$$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉔ 평형하중 산정

$$\begin{aligned}
 c_b &= 600 / (600 + f_y) \times d = 1133.445 \text{ mm}, \quad a_b = k_1 \times c_b = 963.428 \text{ mm} \\
 C_c &= 0.85 \times 27.0 \times 1497725.967 = 34372.811 \text{ kN}, \quad \sum C_{si} = 16296.958 \text{ kN}, \quad \sum T_{si} = 12446.005 \text{ kN} \\
 P_b &= 34372.811 + 16296.958 - 12446.005 = 38223.763 \text{ kN} \\
 M_b &= C_c \times 925.980 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 34895.190 \text{ kN.m} \\
 e_b &< e \rightarrow \text{인장 파괴} \quad (e_b = M_b/P_b = 912.919 \text{ mm}, \quad e = M_u/P_u = 1195.177 \text{ mm})
 \end{aligned}$$

㉕ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 1025.629 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 871.785 \text{ mm}$ 를 사용.

$$\begin{aligned}
 C_c &= 0.85 \times 27.0 \times 1315119.419 = 30181.991 \text{ kN} \\
 \sum C_{si} &= 15224.281 \text{ kN}, \quad \sum T_{si} = 15422.819 \text{ kN} \\
 P_n &= 30181.991 + 15224.281 - 15422.819 = 29983.453 \text{ kN} \\
 M_n &= C_c \times 930.407 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 35835.274 \text{ kN.m} \\
 \text{편심오차 : } |e - M_n/P_n (=1195.168)| &= 0.0086 \leq 0.010 \quad \therefore \text{허용오차 만족}
 \end{aligned}$$

㉖ 강도감소계수(Φ) 산정

$$\begin{aligned}
 d_t &= 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm} \\
 c &= 1025.629 \text{ mm}, \quad a = k_1 \times c = 871.785 \text{ mm} \\
 \epsilon_y &= f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020 \\
 \epsilon_t &= 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 1025.63) / 1025.63 = 0.00256 \\
 \epsilon_y &< \epsilon_t < 0.00500 \text{ 이므로 변화구간단면이며, } \Phi = 0.73 \text{ 를 적용한다.} \\
 \Phi &= 0.700 + (0.0026 - 0.0020) \times (0.850 - 0.700) / (0.00500 - 0.00200) = 0.728
 \end{aligned}$$

㉗ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\begin{aligned}
 \text{Max} P_n &= 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 90020.577 \text{ kN} \geq P_n = 29983.453 \text{ kN} \\
 \Phi P_n &= 0.73 \times 29983.453 = 21824.303 \text{ kN} \geq P_u = 11778.730 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K} \\
 \Phi M_n &= \Phi P_n \times 1.195 = 26083.904 \text{ kN.m} \geq M_u = 14077.667 \text{ kN.m} \quad \therefore \text{O.K}
 \end{aligned}$$

③ 단성설계 : (부재 9, ULB22)

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=1.00$

피복(mm)	d(mm)	$P_u(\text{kN})$	$M_u(\text{kN.m})$	e(mm)
100.000	1889.074	9422.984	8788.574	932.674

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

$$Q = \sum P_u \Delta / (V_u L_c)$$

$$= 9422.984 \times 0.01000 / (1129.180 \times 7.859)$$

$$= 0.011$$

여기서, $\sum P_u$: 총전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

V_u : 총전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 7.859 m)

㉣ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, $k = 2.100$

$$\text{세장비 } \lambda = k \times L_u / r \leq 22$$

$$= 2.100 \times 8.668 / 0.500$$

$$= 36.406 > 22.000 \quad \therefore \text{장주}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.500$: 부재단면의 최소회전반경

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 8.668 m)

㉤ 모멘트 확대계수 산정

$$\delta_s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$$

$$= 1 / (1 - 0.011)$$

$$= 1.011$$

㉥ 확대 모멘트 산정

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s \times M_{1s}$$

$$= 0.000 + 1.011 \times 2779.470$$

$$= 2810.384 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s \times M_{2s}$$

$$= 0.000 + 1.011 \times 8691.900$$

$$= 8788.574 \text{ kN.m}$$

㉦ 철근비 검토

$$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2, A_{st} = 107217.00 \text{ mm}^2, \rho_{use} = 0.03413$$

$$- 1\text{단} : \text{H32} - 45\text{EA} (A_s=35739.000 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : \text{H32} - 45\text{EA} (A_s=35739.000 \text{ mm}^2), d_2 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 3\text{단} : \text{H32} - 45\text{EA} (A_s=35739.000 \text{ mm}^2), d_3 = 132.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{\min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0341) \leq \rho_{\max} (= 0.0600) \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\rho_{\min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{\psi 0.80(0.85 \times f_{ck} + 0.01 \times f_y)\} = 624369.467 \text{ mm}^2$$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉔ 평형하중 산정

$$cb = 600 / (600 + f_y) \times d = 1133.445 \text{ mm}, \quad ab = k_1 \times cb = 963.428 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1497725.967 = 34372.811 \text{ kN}, \quad \sum C_{si} = 16296.958 \text{ kN}, \quad \sum T_{si} = 12446.005 \text{ kN}$$

$$P_b = 34372.811 + 16296.958 - 12446.005 = 38223.763 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times 925.980 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 34895.190 \text{ kN.m}$$

$$eb < e \rightarrow \text{인장 파괴} \quad (eb = M_b/P_b = 912.919 \text{ mm}, \quad e = M_u/P_u = 932.674 \text{ mm})$$

㉕ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 1125.418 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 956.605 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1484090.318 = 34059.873 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 16206.520 \text{ kN}, \quad \sum T_{si} = 12707.042 \text{ kN}$$

$$P_n = 34059.873 + 16206.520 - 12707.042 = 37559.351 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 926.283 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 35030.790 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 932.678)| = 0.0040 \leq 0.010 \quad \therefore \text{허용오차 만족}$

㉖ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 90020.577 \text{ kN} \geq P_n = 37559.351 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 1.00 \times 37559.351 = 37559.351 \text{ kN} \geq P_u = 9422.984 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.933 = 35030.638 \text{ kN.m} \geq M_u = 8788.574 \text{ kN.m} \quad \therefore \text{O.K}$$

④ 편심최대 : (부재 9, UEB14)

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$

피복(mm)	d(mm)	$P_u(\text{kN})$	$M_u(\text{kN.m})$	e(mm)
100.000	1889.074	8951.835	14035.007	1567.836

㉡ 압축부재의 장주효과

㉢ 총 안정지수 산정

$$Q = \sum P_u \Delta / (V_u L_c)$$

$$= 8951.835 \times 0.01385 / (1539.919 \times 7.859)$$

$$= 0.010$$

여기서, $\sum P_u$: 총전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

V_u : 층전단력

L_c : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 7.859 m)

㉣ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정, 타단자유의 압축부재이므로, $k = 2.100$

$$\text{세장비 } \lambda = k \times L_u / r \leq 22$$

$$= 2.100 \times 8.668 / 0.500$$

$$= 36.406 > 22.000 \quad \therefore \text{장주}$$

여기서, $r = \sqrt{I/A} = 0.500$: 부재단면의 최소회전반경

L_u : 압축부재의 비지지길이(= 8.668 m)

㉤ 모멘트 확대계수 산정

$$\delta_s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$$

$$= 1 / (1 - 0.010)$$

$$= 1.010$$

㉥ 확대 모멘트 산정

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s \times M_{1s}$$

$$= 0.000 + 1.010 \times 5026.204$$

$$= 5076.974 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s \times M_{2s}$$

$$= 0.000 + 1.010 \times 13894.657$$

$$= 14035.007 \text{ kN.m}$$

㉦ 철근비 검토

$$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2, A_{st} = 107217.00 \text{ mm}^2, \rho_{use} = 0.03413$$

$$- 1\text{단} : \text{H32} - 45\text{EA} (A_s=35739.000 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : \text{H32} - 45\text{EA} (A_s=35739.000 \text{ mm}^2), d_2 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 3\text{단} : \text{H32} - 45\text{EA} (A_s=35739.000 \text{ mm}^2), d_3 = 132.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{\min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0341) \leq \rho_{\max} (= 0.0600) \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\rho_{\min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{\psi 0.80(0.85 \times f_{ck} + 0.01 \times f_y)\} = 593151.007 \text{ mm}^2$$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉔ 평형하중 산정

$$\begin{aligned}
 c_b &= 600 / (600 + f_y) \times d = 1133.445 \text{ mm}, & a_b &= k_1 \times c_b = 963.428 \text{ mm} \\
 C_c &= 0.85 \times 27.0 \times 1497725.967 = 34372.811 \text{ kN}, & \sum C_{si} &= 16296.958 \text{ kN}, & \sum T_{si} &= 12446.005 \text{ kN} \\
 P_b &= 34372.811 + 16296.958 - 12446.005 & &= 38223.763 \text{ kN} \\
 M_b &= C_c \times 925.980 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) & &= 34895.190 \text{ kN.m} \\
 e_b &< e \rightarrow \text{인장 파괴} & (e_b &= M_b/P_b = 912.919 \text{ mm}, & e &= M_u/P_u = 1567.836 \text{ mm})
 \end{aligned}$$

㉕ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 925.025 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 786.272 \text{ mm}$ 를 사용.

$$\begin{aligned}
 C_c &= 0.85 \times 27.0 \times 1146658.635 = 26315.816 \text{ kN} \\
 \sum C_{si} &= 14138.914 \text{ kN}, & \sum T_{si} &= 17730.444 \text{ kN} \\
 P_n &= 26315.816 + 14138.914 - 17730.444 & &= 22724.286 \text{ kN} \\
 M_n &= C_c \times 935.194 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) & &= 35627.998 \text{ kN.m} \\
 \text{편심오차 : } |e - M_n/P_n (=1567.838)| &= 0.0022 \leq 0.010 & \therefore \text{허용오차 만족}
 \end{aligned}$$

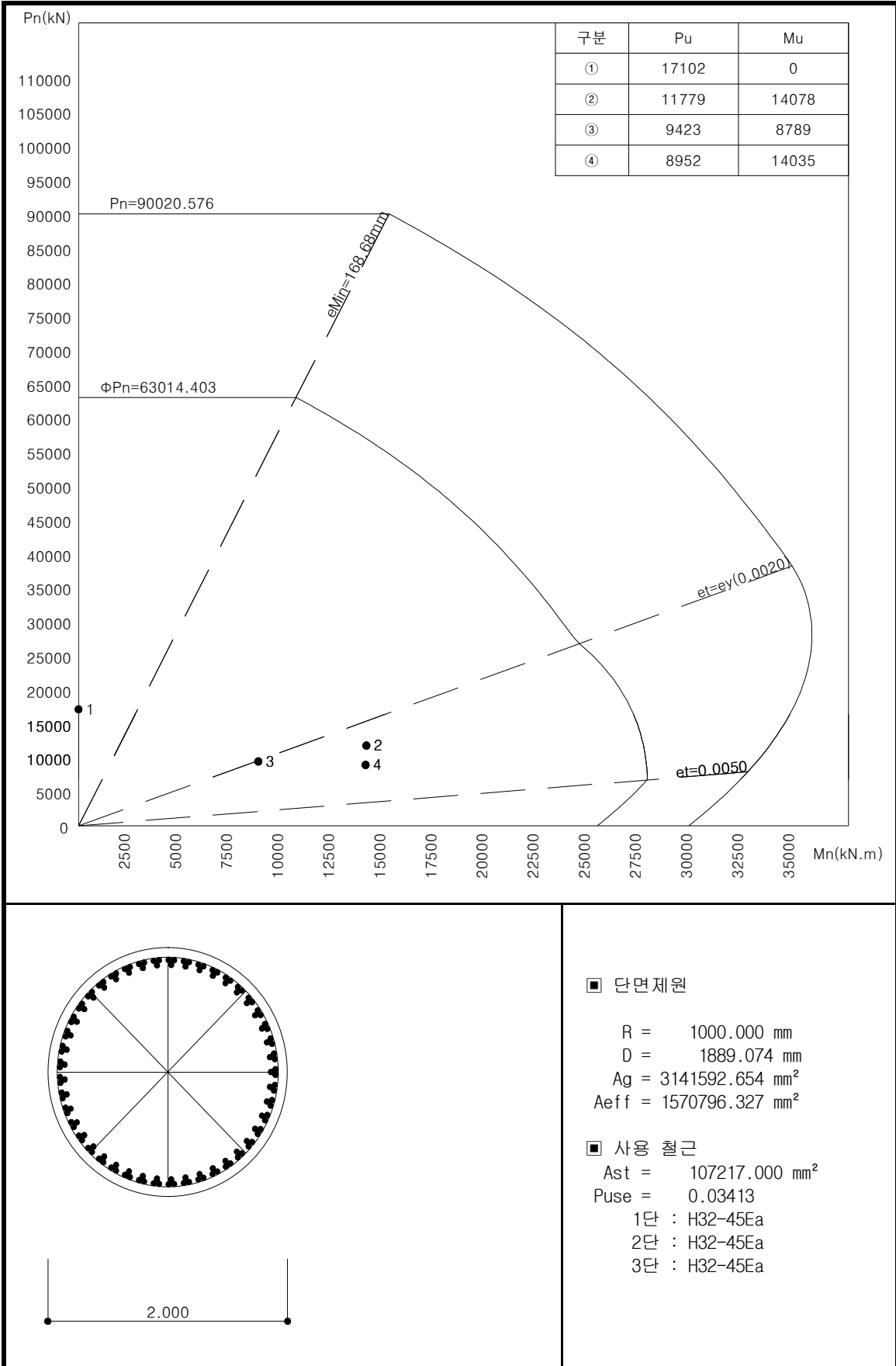
㉖ 강도감소계수(Φ) 산정

$$\begin{aligned}
 d_t &= 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm} \\
 c &= 925.025 \text{ mm}, & a &= k_1 \times c = 786.272 \text{ mm} \\
 \epsilon_y &= f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020 \\
 \epsilon_t &= 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 925.03) / 925.03 = 0.00316 \\
 \epsilon_y &< \epsilon_t < 0.00500 \text{ 이므로 변화구간단면이며, } \Phi &= 0.76 \text{ 를 적용한다.} \\
 \Phi &= 0.700 + (0.0032 - 0.0020) \times (0.850 - 0.700) / (0.00500 - 0.00200) = 0.758
 \end{aligned}$$

㉗ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\begin{aligned}
 \text{Max} P_n &= 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 90020.577 \text{ kN} \geq P_n = 22724.286 \text{ kN} \\
 \Phi P_n &= 0.76 \times 22724.286 = 17227.273 \text{ kN} \geq P_u = 8951.835 \text{ kN} \therefore \text{O.K} \\
 \Phi M_n &= \Phi P_n \times 1.568 = 27009.535 \text{ kN.m} \geq M_u = 14035.007 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}
 \end{aligned}$$

4) PM 상관도



9.3 합성부재력 검토

1) 기동부재력 집계 : 하단

구 분	Pu(kN)	Mx(kN.m)	My(kN.m)	M2(kN.m)	비 고
UL01	-17101.913	0.000	7939.539	7939.539	축력최대
UL14	-11778.730	14077.667	16814.972	21929.979	모멘트최대
UL22	-9422.984	7536.258	11644.481	13870.440	탄성설계
UL22	-9422.984	7536.258	11644.481	13870.440	소성설계
UE14	-8951.835	14035.007	15814.966	21144.611	편심최대
UL07	-13766.475	307.759	23239.752	23241.789	모멘트최대
UE20	-10410.100	13767.196	21203.976	25281.304	편심최대

註) Pu : 축력, Mx : 교축방향 모멘트, My : 교축직각방향 모멘트

Mx, My는 확대 모멘트 값을 사용한다, $M2 = \sqrt{Mx^2 + My^2}$

※ 지진시의 조합은 교축직각방향의 부재력을 사용한다.

조합시 교축방향은 내진해석에서 얻은 7430.750 kN.m를 사용하며,

교축직각방향 기동검토시의 모멘트 확대계수를 적용한다.

$Mx = 7430.750 \times 1.014 = 7536.258$ kN.m, 2) 교축직각방향 참조

- 지진시 모멘트(=7430.750) : [5. 하중계산] - 지진에의한 하중 참조

2) 기동검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.005	0.034	0.060	0.K	42926.761	17101.913	7939.539	2.510	0.K
모멘트최대	0.005	0.034	0.060	0.K	14694.797	11778.730	21929.979	1.248	0.K
탄성설계	0.005	0.034	0.060	0.K	24286.019	9422.984	13870.440	2.577	0.K
편심최대	0.005	0.034	0.060	0.K	11698.317	8951.835	21144.611	1.307	0.K
모멘트최대	0.005	0.034	0.060	0.K	16094.229	13766.475	23241.789	1.169	0.K
편심최대	0.005	0.034	0.060	0.K	11385.700	10410.100	25281.304	1.094	0.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 9, UL001)

【 기둥 : 하부 , 1/7 】

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$, $\theta=90.000^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	$P_u(\text{kN})$	$M_u(\text{kN.m})$	e(mm)
100.000	1889.074	17101.913	7939.539	464.249

㉡ 철근비 검토

$$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2, A_{st} = 107217.00 \text{ mm}^2, \rho_{use} = 0.03413$$

$$- 1\text{단} : \text{H32} - 45\text{EA} (A_s=35739.000 \text{ mm}^2), d_1 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 2\text{단} : \text{H32} - 45\text{EA} (A_s=35739.000 \text{ mm}^2), d_2 = 100.000 \text{ mm}$$

$$- 3\text{단} : \text{H32} - 45\text{EA} (A_s=35739.000 \text{ mm}^2), d_3 = 132.000 \text{ mm}$$

$$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0341) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore \text{O.K}$$

$$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g, A_{eff} = P_u / \{\psi 0.80(0.85 \times f_{ck} + 0.01 \times f_y)\} = 1133177.379 \text{ mm}^2$$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉢ 평형하중 산정

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1133.445 \text{ mm}, a_b = k_1 \times c_b = 963.428 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1497725.967 = 34372.811 \text{ kN}, \sum C_{si} = 16296.958 \text{ kN}, \sum T_{si} = 12446.005 \text{ kN}$$

$$P_b = 34372.811 + 16296.958 - 12446.005 = 38223.763 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times 925.980 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 34895.190 \text{ kN.m}$$

$$e_b > e \rightarrow \text{압축 파괴} (e_b = M_b / P_b = 912.919 \text{ mm}, e = M_u / P_u = 464.249 \text{ mm})$$

㉣ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 1441.574 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1225.338 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 2017711.206 = 46306.472 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 19391.442 \text{ kN}, \sum T_{si} = 4373.970 \text{ kN}$$

$$P_n = 46306.472 + 19391.442 - 4373.970 = 61323.945 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 918.275 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 28468.988 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 : $|e - M_n / P_n (= 464.239)| = 0.0093 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㉤ 강도감소계수(Φ) 산정

$$d_t = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm}$$

$$c = 1441.574 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 1225.338 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 1441.57) / 1441.57 = 0.00095$$

$\epsilon_t \leq \epsilon_y$ 이므로 압축지배단면이며, $\Phi = 0.70$ 를 적용한다.

㉥ 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}\} = 90020.577 \text{ kN} \geq P_n = 61323.945 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 0.70 \times 61323.945 = 42926.761 \text{ kN} \geq P_u = 17101.913 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.464 = 19928.689 \text{ kN.m} \geq M_u = 7939.539 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$$

② 모멘트최대 : (부재 9, UL014)

【 기둥 : 하부 , 2/7 】

㉠설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$, $\theta=50.064^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1889.074	11778.730	21929.979	1861.829

㉡ 철근비 검토

$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2$, $A_{st} = 107217.00 \text{ mm}^2$, $P_{use} = 0.03413$

- 1단 : H32 - 45EA ($A_s=35739.000 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H32 - 45EA ($A_s=35739.000 \text{ mm}^2$), $d_2 = 100.000 \text{ mm}$

- 3단 : H32 - 45EA ($A_s=35739.000 \text{ mm}^2$), $d_3 = 132.000 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0341) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore 0.K$

$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g$, $A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \times f_{ck} + 0.01 \times f_y) \} = 780461.834 \text{ mm}^2$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉢ 평형하중 산정

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1133.445 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 963.428 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1497725.967 = 34372.811 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 16296.958 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 12446.005 \text{ kN}$

$P_b = 34372.811 + 16296.958 - 12446.005 = 38223.763 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 925.980 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 34895.190 \text{ kN.m}$

$e_b < e \rightarrow$ 인장 파괴 ($e_b = M_b / P_b = 912.919 \text{ mm}$, $e = M_u / P_u = 1861.829 \text{ mm}$)

㉣ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 870.499 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 739.924 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1056607.588 = 24249.144 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 13561.122 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 18907.738 \text{ kN}$

$P_n = 24249.144 + 13561.122 - 18907.738 = 18902.528 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 938.029 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 35193.278 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n / P_n (= 1861.829)| = 0.0003 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉤ 강도감소계수(Φ) 산정

$d_t = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm}$

$c = 870.499 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 739.924 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 870.50) / 870.50 = 0.00355$

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.00500$ 이므로 변화구간단면이며, $\Phi = 0.78$ 를 적용한다.

$\Phi = 0.700 + (0.0035 - 0.0020) \times (0.850 - 0.700) / (0.00500 - 0.00200) = 0.777$

㉥ 축방향력 및 휨에대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 90020.577 \text{ kN} \geq P_n = 18902.528 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.78 \times 18902.528 = 14694.797 \text{ kN} \geq P_u = 11778.730 \text{ kN} \therefore 0.K$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 1.862 = 27359.196 \text{ kN.m} \geq M_u = 21929.979 \text{ kN.m} \therefore 0.K$

③ 단성설계 : (부재 9, UL022)

【 기둥 : 하부 , 3/7 】

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=1.00$, $\theta=57.089^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	$P_u(\text{kN})$	$M_u(\text{kN.m})$	e(mm)
100.000	1889.074	9422.984	13870.440	1471.980

㉡ 철근비 검토

$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2$, $A_{st} = 107217.00 \text{ mm}^2$, $P_{use} = 0.03413$

- 1단 : H32 - 45EA ($A_s=35739.000 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H32 - 45EA ($A_s=35739.000 \text{ mm}^2$), $d_2 = 100.000 \text{ mm}$

- 3단 : H32 - 45EA ($A_s=35739.000 \text{ mm}^2$), $d_3 = 132.000 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0341) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore \text{O.K}$

$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g$, $A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \times f_{ck} + 0.01 \times f_y) \} = 624369.467 \text{ mm}^2$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉢ 평형하중 산정

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1133.445 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 963.428 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1497725.967 = 34372.811 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 16296.958 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 12446.005 \text{ kN}$

$P_b = 34372.811 + 16296.958 - 12446.005 = 38223.763 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 925.980 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 34895.190 \text{ kN.m}$

$e_b < e \rightarrow$ 인장 파괴 ($e_b = M_b / P_b = 912.919 \text{ mm}$, $e = M_u / P_u = 1471.980 \text{ mm}$)

㉣ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 946.802 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 804.781 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1182897.282 = 27147.493 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 14387.699 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 17249.173 \text{ kN}$

$P_n = 27147.493 + 14387.699 - 17249.173 = 24286.019 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 934.108 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 35748.485 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n / P_n (= 1471.978)| = 0.0016 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉤ 축방향력 및 휨에대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 90020.577 \text{ kN} \geq P_n = 24286.019 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 1.00 \times 24286.019 = 24286.019 \text{ kN} \geq P_u = 9422.984 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 1.472 = 35748.525 \text{ kN.m} \geq M_u = 13870.440 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

④ 편심최대 : (부재 9, UE014)

【 기둥 : 하부 , 5/7 】

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$, $\theta=48.413^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1889.074	8951.835	21144.611	2362.042

㉡ 철근비 검토

$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2$, $A_{st} = 107217.00 \text{ mm}^2$, $P_{use} = 0.03413$

- 1단 : H32 - 45EA ($A_s=35739.000 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H32 - 45EA ($A_s=35739.000 \text{ mm}^2$), $d_2 = 100.000 \text{ mm}$

- 3단 : H32 - 45EA ($A_s=35739.000 \text{ mm}^2$), $d_3 = 132.000 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0341) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore \text{O.K}$

$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g$, $A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \times f_{ck} + 0.01 \times f_y) \} = 593151.007 \text{ mm}^2$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉢ 평형하중 산정

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1133.445 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 963.428 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1497725.967 = 34372.811 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 16296.958 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 12446.005 \text{ kN}$

$P_b = 34372.811 + 16296.958 - 12446.005 = 38223.763 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 925.980 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 34895.190 \text{ kN.m}$

$e_b < e \rightarrow$ 인장 파괴 ($e_b = M_b / P_b = 912.919 \text{ mm}$, $e = M_u / P_u = 2362.042 \text{ mm}$)

㉣ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 808.386 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 687.128 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 955450.367 = 21927.586 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 12871.523 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 20222.759 \text{ kN}$

$P_n = 21927.586 + 12871.523 - 20222.759 = 14576.350 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 941.449 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 34429.844 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n / P_n (= 2362.035)| = 0.0075 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉤ 강도감소계수(Φ) 산정

$d_t = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm}$

$c = 808.386 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 687.128 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 808.39) / 808.39 = 0.00405$

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.00500$ 이므로 변화구간단면이며, $\Phi = 0.80$ 를 적용한다.

$\Phi = 0.700 + (0.0041 - 0.0020) \times (0.850 - 0.700) / (0.00500 - 0.00200) = 0.803$

㉦ 축방향력 및 휨에대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 90020.577 \text{ kN} \geq P_n = 14576.350 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.80 \times 14576.350 = 11698.317 \text{ kN} \geq P_u = 8951.835 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 2.362 = 27631.916 \text{ kN.m} \geq M_u = 21144.611 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

⑤ 모멘트최대 : (부재 9, UL007)

【 기둥 : 하부 , 6/7 】

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$, $\theta=89.241^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	1889.074	13766.475	23241.789	1688.289

㉡ 철근비 검토

$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2$, $A_{st} = 107217.00 \text{ mm}^2$, $P_{use} = 0.03413$

- 1단 : H32 - 45EA ($A_s=35739.000 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H32 - 45EA ($A_s=35739.000 \text{ mm}^2$), $d_2 = 100.000 \text{ mm}$

- 3단 : H32 - 45EA ($A_s=35739.000 \text{ mm}^2$), $d_3 = 132.000 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0341) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore \text{O.K}$

$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g$, $A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \times f_{ck} + 0.01 \times f_y) \} = 912170.355 \text{ mm}^2$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉢ 평형하중 산정

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1133.445 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 963.428 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1497725.967 = 34372.811 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 16296.958 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 12446.005 \text{ kN}$

$P_b = 34372.811 + 16296.958 - 12446.005 = 38223.763 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 925.980 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 34895.190 \text{ kN.m}$

$e_b < e \rightarrow$ 인장 파괴 ($e_b = M_b / P_b = 912.919 \text{ mm}$, $e = M_u / P_u = 1688.289 \text{ mm}$)

㉣ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 900.880 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 765.748 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1106653.472 = 25397.697 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 13864.553 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 18261.305 \text{ kN}$

$P_n = 25397.697 + 13864.553 - 18261.305 = 21000.945 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 936.430 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 35455.782 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n / P_n (= 1688.295)| = 0.0055 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉤ 강도감소계수(Φ) 산정

$d_t = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm}$

$c = 900.880 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 765.748 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 900.88) / 900.88 = 0.00333$

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.00500$ 이므로 변화구간단면이며, $\Phi = 0.77$ 를 적용한다.

$\Phi = 0.700 + (0.0033 - 0.0020) \times (0.850 - 0.700) / (0.00500 - 0.00200) = 0.766$

㉥ 축방향력 및 휨에대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 90020.577 \text{ kN} \geq P_n = 21000.945 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.77 \times 21000.945 = 16094.229 \text{ kN} \geq P_u = 13766.475 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 1.688 = 27171.711 \text{ kN.m} \geq M_u = 23241.789 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

⑥ 편심최대 : (부재 9, UE020)

【 기둥 : 하부 , 7/7 】

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.70$, $\theta=57.005^\circ$ (중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	$P_u(\text{kN})$	$M_u(\text{kN.m})$	e(mm)
100.000	1889.074	10410.100	25281.304	2428.536

㉡ 철근비 검토

$A_g = 3141592.65 \text{ mm}^2$, $A_{st} = 107217.00 \text{ mm}^2$, $P_{use} = 0.03413$

- 1단 : H32 - 45EA ($A_s=35739.000 \text{ mm}^2$), $d_1 = 100.000 \text{ mm}$

- 2단 : H32 - 45EA ($A_s=35739.000 \text{ mm}^2$), $d_2 = 100.000 \text{ mm}$

- 3단 : H32 - 45EA ($A_s=35739.000 \text{ mm}^2$), $d_3 = 132.000 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0050) \leq \rho_{use} (= 0.0341) \leq \rho_{max} (= 0.0600) \therefore \text{O.K}$

$\rho_{min} = 0.010 \times A_{eff} / A_g$, $A_{eff} = P_u / \{ \Psi 0.80(0.85 \times f_{ck} + 0.01 \times f_y) \} = 689776.040 \text{ mm}^2$

A_{eff} 는 $\geq \frac{1}{2}A_g (= 1570796.327 \text{ mm}^2)$ 이어야 하므로 1570796.327 mm^2 를 적용.

㉢ 평형하중 산정

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1133.445 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 963.428 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1497725.967 = 34372.811 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 16296.958 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 12446.005 \text{ kN}$

$P_b = 34372.811 + 16296.958 - 12446.005 = 38223.763 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 925.980 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 34895.190 \text{ kN.m}$

$e_b < e \rightarrow$ 인장 파괴 ($e_b = M_b / P_b = 912.919 \text{ mm}$, $e = M_u / P_u = 2428.536 \text{ mm}$)

㉣ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 802.087 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 681.774 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 945289.240 = 21694.388 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 12799.036 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 20355.372 \text{ kN}$

$P_n = 21694.388 + 12799.036 - 20355.372 = 14138.052 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 941.806 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 34334.838 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n / P_n (= 2428.541)| = 0.0049 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉤ 강도감소계수(Φ) 산정

$d_t = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm}$

$c = 802.087 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 681.774 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 802.09) / 802.09 = 0.00411$

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.00500$ 이므로 변화구간단면이며, $\Phi = 0.81$ 를 적용한다.

$\Phi = 0.700 + (0.0041 - 0.0020) \times (0.850 - 0.700) / (0.00500 - 0.00200) = 0.805$

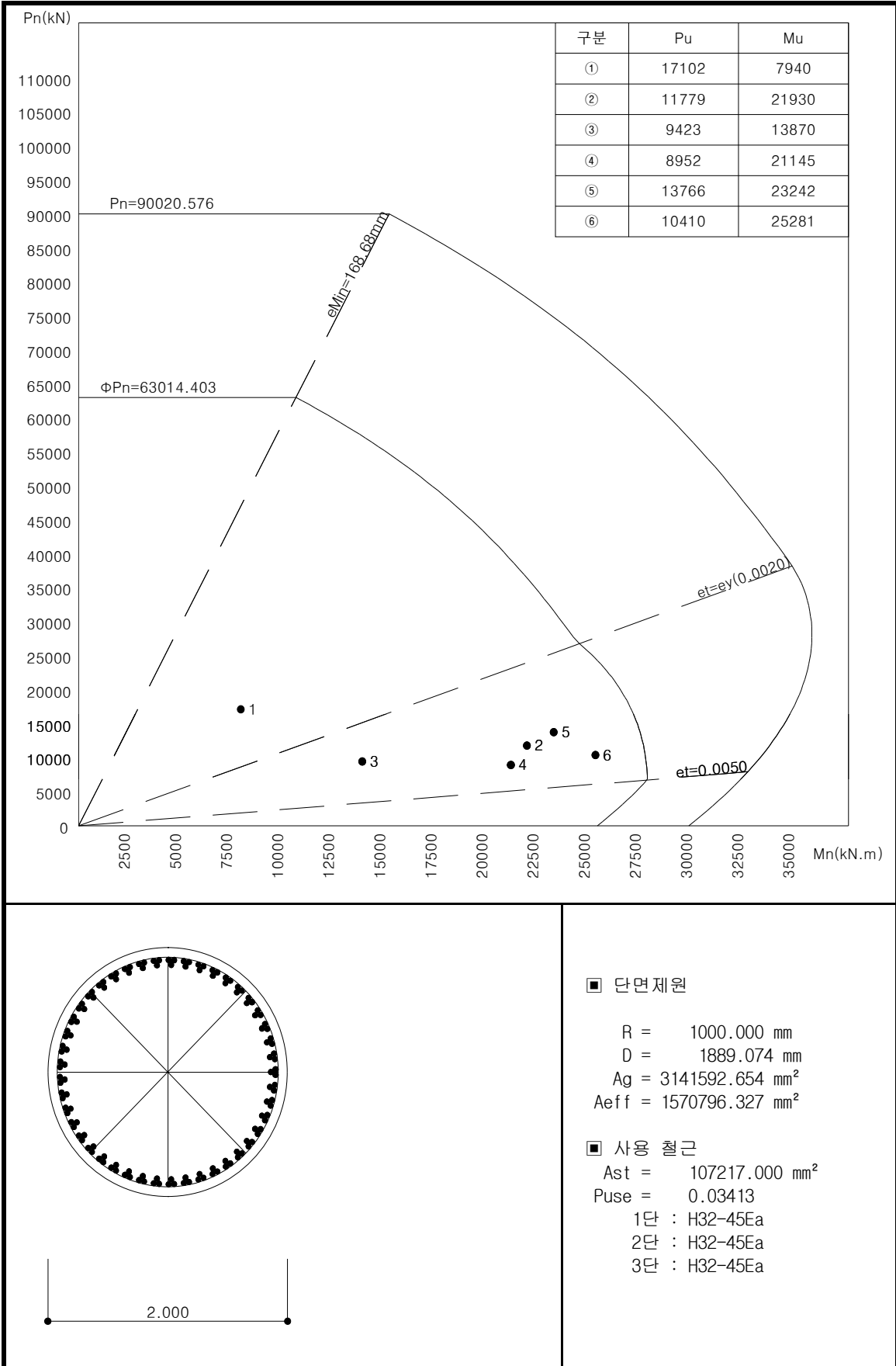
㉦ 축방향력 및 휨에대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 90020.577 \text{ kN} \geq P_n = 14138.052 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.81 \times 14138.052 = 11385.700 \text{ kN} \geq P_u = 10410.100 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 2.429 = 27650.584 \text{ kN.m} \geq M_u = 25281.304 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

4) PM 상관도



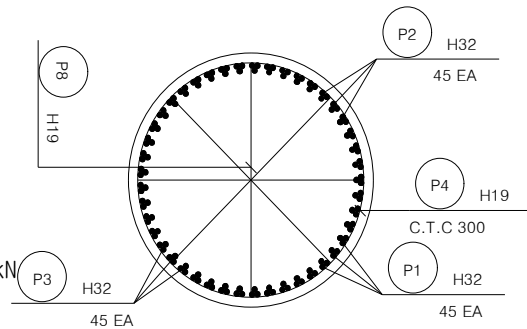
9.4 상시 전단설계

(1) 기동에 발생하는 최대전단력 : ULB08 MAX, 『기동부재력 집계』 참조

교축방향 $V = 1509.784 \text{ kN}$
 교축직각방향 $V = 521.482 \text{ kN}$
 합성전단력 $V = 1597.307 \text{ kN}$
 축방향력 $P = 15183.667 \text{ kN}$

(2) 공칭전단력 $V_n = V_c + V_s$ ($\Phi = 0.80$)

$$V_n = V_{\max} / \Phi = 1597.307 / 0.80 = 1996.634 \text{ kN}$$



(3) 압축부재에 의한 콘크리트 전단 V_c 및 필요철근 전단 V_s

① 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 d

$$h = 2000.000 \text{ mm} \quad d' = 110.926 \text{ mm}$$

$$Z_s = \sum (\text{인장철근들의 면적} \times \text{거리}) / \sum (\text{면적})$$

$$= 586.088 \text{ mm}$$

$$d = h/2 + Z_s$$

$$= 2000.000/2 + 586.088$$

$$= 1586.088 \text{ mm}$$

② 압축부재의 콘크리트 전단력 V_c

$$V_c = 1/6 \times (1 + N_u / 14A_g) \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 1/6 \times \{ 1 + 15183.667 \times 1000 / (14 \times 3141592.654) \} \times \sqrt{27.0}$$

$$\times 2000.000 \times 1586.088$$

$$= 3695.575 \text{ kN}$$

③ 필요철근 전단력 V_s

$$V_c/2 = 1847.787 \text{ kN} < V_n \leq V_c = 3695.575 \quad \therefore \text{최소 전단 철근 필요}$$

(4) 필요철근량 계산 A_v

$$A_{v1} = 0.0625 \times \sqrt{27.0} \times B \times s / f_y = 487.139 \text{ mm}^2$$

$$A_{v2} = 0.35 \times B \times s / f_y = 525.000 \text{ mm}^2$$

$$A_v = \max(A_{v1}, A_{v2}) = 525.000 \text{ mm}^2$$

$$\text{띠철근의 수직 간격 } S = 300.0 \text{ mm}, \quad d = 1586.088 \text{ mm}, \quad f_y = 400.0 \text{ MPa}$$

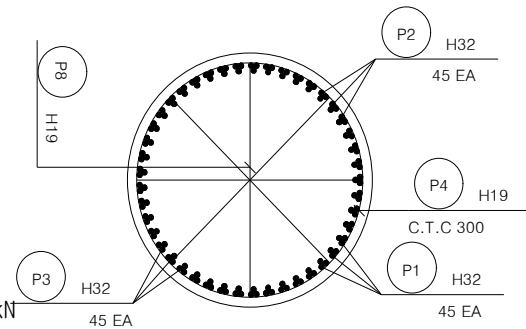
$$\text{사용철근량} : H19 \times 2EA = 573.000 \text{ mm}^2$$

$$\rightarrow 573.000 \text{ mm}^2 \geq 525.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

9.5 지진시 전단설계

(1) 기동에 발생하는 최대전단력 : UL022 MAX, 『기동부재력 집계』 참조

교축방향 $V = 1035.410 \text{ kN}$
 교축직각방향 $V = 1210.380 \text{ kN}$
 합성전단력 $V = 1592.826 \text{ kN}$
 축방향력 $P = 9422.984 \text{ kN}$



(2) 공칭전단력 $V_n = V_c + V_s$ ($\Phi = 1.00$)

$$V_n = V_{\max} / \Phi = 1592.826 / 1.00 = 1592.826 \text{ kN}$$

(3) 압축부재에 의한 콘크리트 전단 V_c 및 필요철근 전단 V_s

① 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 d

$$h = 2000.000 \text{ mm} \quad d' = 110.926 \text{ mm}$$

$$Z_s = \frac{\sum (\text{인장철근들의 면적} \times \text{거리})}{\sum (\text{면적})}$$

$$= 586.088 \text{ mm}$$

$$d = h/2 + Z_s$$

$$= 2000.000/2 + 586.088$$

$$= 1586.088 \text{ mm}$$

② 압축부재의 콘크리트 전단력 V_c

$$V_c = 1/6 \times (1 + P_u / 14A_g) \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 1/6 \times \{ 1 + 9422.984 \times 1000 / (14 \times 3141592.654) \} \times \sqrt{27.0}$$

$$\times 2000.000 \times 1586.088$$

$$= 3335.756 \text{ kN}$$

③ 필요철근 전단력 V_s

$$V_c/2 = 1667.878 \text{ kN} > V_n = 1592.826 \text{ kN} \quad \therefore \text{전단철근 불필요}$$

9.6 기둥의 횡방향 철근 간격 검토

① 단부구역과 소성힌지구역의 심부구속 철근의 설치 [도로교설계기준 6.8.3.2]

캔틸레버로 거동하는 기둥의 하단과 골조로 거동하는 기둥의 하단과 상단을 단부구역으로 한다.

단부구역의 길이는 기둥의 최대 단면치수, 기둥 순높이의 1/6,

450mm 중 가장 큰 값 이상이어야 한다.

$$- \text{기둥의 최대단면치수 } D = 2000.0 \text{ mm}$$

$$- \text{기둥 순높이의 } 1/6 = 5800.0 / 6 = 966.7 \text{ mm}$$

$$\therefore 2000.0 \text{ mm} = 2.000 \text{ m}$$

② 단부구역 및 소성힌지구역의 횡방향철근의 간격 [도로교설계기준 6.8.3.3]

횡방향철근의 간격은 부재최소단면치수의 1/4, 축방향 철근지름의 6배 이하이어야 한다.

$$- \text{기둥의 최소단면치수 } D / 4 = 2000.0 / 4 = 500.0 \text{ mm}$$

$$- \text{축방향 철근지름 } 6 \times d = 6 \times 32.0 = 192.0 \text{ mm}$$

$$\therefore 192.0 \text{ mm} = 0.192 \text{ m}$$

③ 심부구속 및 단부구역의 횡방향 철근의 설치 [도로교설계기준 6.8.3.3]

심부구속 및 단부구역의 횡방향 철근은 인접부재와의 연결면으로부터 기둥 치수의

0.5배까지 연장해서 설치해야 하나 그 길이가 380 mm 작아서는 안된다.

$$- \text{기둥 치수의 } 0.5\text{배 이상 연장} : 0.5 \times D = 1000.0 \text{ mm}$$

$$\therefore 1000.0 \text{ mm} = 1.000 \text{ m}$$

④ 단부구역 이외의 위치에서 겹침이음 적용시 횡방향 철근의 간격 [도로교설계기준 6.8.3.3]

$$- \text{기둥의 최소단면치수 } D / 4 = 2000.0 / 4 = 500.0 \text{ mm}$$

$$- 100.0 \text{ mm}$$

$$\therefore 500.0 \text{ mm} = 0.500 \text{ m}$$

10. 기 초 설 계

10.1 교축직각방향

1) 기초 안정검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vx(kN)	My(kN)	ΣV (kN)	Mr (kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
SV017	11679.744	1453.223	16577.799	14721.744	57414.802	19484.246	축력최대
SV021	10589.596	1453.223	19523.742	13631.596	53163.224	22430.189	모멘트최대
SV021	10589.596	1453.223	19523.742	13631.596	53163.224	22430.189	편심최대
SV022	9422.984	1654.319	14264.718	12464.984	48613.438	17573.356	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

$$\Sigma V = P + W, \quad W = 7.800 \times 7.800 \times 2.000 \times 25.000 = 3042.000 \text{ kN}$$

$$Mr = \Sigma V \times B/2, \quad B = 7.800 \text{ m}$$

$$My = M + P \times e, \quad e = -0.000 \text{ m}$$

$$Mo = |My + Vx \times h|, \quad h = 2.000 \text{ m}$$

※ 말뚝검토시의 모멘트는 $Mc = \Sigma V \times e$ 를 적용한다, $e = B/2 - (Mr-Mo)/\Sigma V$

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

※ 기둥축과 기초축 사이의 회전각 α 에 대하여 기둥부재력을 삼각함수에의해 환산하여 적용 한다
 적용부재력 = 축방향력 $\times \sin \alpha$ + 축직각방향력 $\times \cos \alpha$; $\alpha = 45.0^\circ$

② 전도에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

③ 활동에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

④ 지지력에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

■ 확대기초 두께에 대한 강체 검토 : [도로교 설계기준 5.4.5.2]

- 확대기초는 부재로서 필요한 두께를 확보함과 동시에 강체로서 취급되는 두께를 가져야함을 원칙으로 한다.
- 확대기초에 대한 강체로서의 취급여부는 지반반력 및 말뚝반력에 미치는 확대기초의 강성의 영향을 고려하여 판정하는 것으로서, 일반적으로 다음의 식을 만족할 때 강체로 취급할 수 있다.

$$\beta \lambda \leq 1.0$$

여기서

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{3 \cdot k}{E \cdot h^3}} (m^{-1})$$

k : kv - 직접기초인 경우, kp - 말뚝기초인 경우

kp : 환산지반반력계수 (kN/m³)

$$= 318215.000 \times 36 / (7.800 \times 7.800) = 188292.899 \text{ kN/m}^3$$

$$k_p = k_v \cdot \frac{n \cdot m}{L \cdot B}$$

Kv : 개 말뚝의 축방향 스프링정수 (= 318215.000 kN/m), 『말뚝계산』 참조

L : 확대기초의 길이 (= 7.800 m)

B : 확대기초의 폭 (= 7.800 m)

n*m : 말뚝의 개수 (= 36 본)

E : 확대기초의 탄성계수 (= 27804000.000 kN/m²)

h : 확대기초의 평균두께 (= 2.000 m)

λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

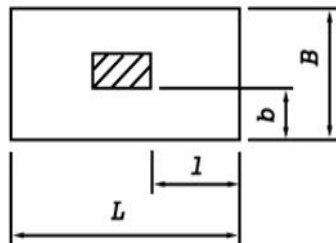
$$\beta = \sqrt[4]{\{(3 \times 188292.899) / (27804000.000 \times 2.000^3)\}} = 0.224 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

★ 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우

$$\lambda = \max(l, b) = \max(2.900, 2.900) = 2.900$$

다만, $l \geq L/20$ 이면 $l = L/2 = 3.900$

$b \geq B/20$ 이면 $b = B/2 = 3.900$



$$\beta \lambda = 0.224 \times 2.900 = 0.651 \leq 1.0, \therefore O.K$$

2) 기초 단면검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vx(kN)	My(kN)	ΣV (kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
UL001	17101.913	368.743	5411.994	21056.513	82120.401	6149.481	축력최대
UL021	13236.995	1816.529	24404.678	17039.495	66454.031	28037.736	모멘트최대
UE021	10410.100	1816.529	23792.817	13300.000	51870.000	27425.875	편심최대
UL022	9422.984	1654.319	14264.718	12464.984	48613.438	17573.356	지진시
SV017	11679.744	1453.223	16577.799	14721.744	57414.802	19484.246	축력최대
SV021	10589.596	1453.223	19523.742	13631.596	53163.224	22430.189	모멘트최대
SV021	10589.596	1453.223	19523.742	13631.596	53163.224	22430.189	편심최대
SV022	9422.984	1654.319	14264.718	12464.984	48613.438	17573.356	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

$$\Sigma V = P + W, \quad W = 7.800 \times 7.800 \times 2.000 \times 25.000 \times \text{하중계수}$$

$$M_r = \Sigma V \times B/2, \quad B = 7.800 \text{ m}$$

$$M_y = M + P \times e, \quad e = -0.000 \text{ m}$$

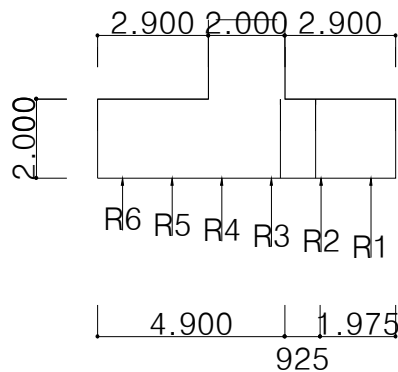
$$M_o = |M_y + V_x \times h|, \quad h = 2.000 \text{ mm}$$

※ 말뚝검토시의 모멘트는 $M_c = \Sigma V \times e$ 를 적용한다, $e = B/2 - (M_r - M_o)/\Sigma V$

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

※ 기둥축과 기초축 사이의 회전각 α 에 대하여 기둥부재력을 삼각함수에의해 환산하여 적용 한다
 적용부재력 = 축방향력 $\times \sin \alpha$ + 축직각방향력 $\times \cos \alpha$; $\alpha = 45.0^\circ$

② 기초의 단면력 계산



$$R1 = R_{u1} \times 6\text{본}$$

$$R2 = R_{u2} \times 6\text{본}$$

$$R3 = R_{u3} \times 6\text{본}$$

$$R4 = R_{u4} \times 6\text{본}$$

$$R5 = R_{u5} \times 6\text{본}$$

$$R6 = R_{u6} \times 6\text{본}$$

구 분	R1	R2	R3	R4	R5	R6
SV017	4772.107	3844.714	2917.321	1989.927	1062.534	135.141
SV021	4907.155	3853.066	2798.977	1744.888	690.799	-363.29
SV021	4907.155	3853.066	2798.977	1744.888	690.799	-363.29
SV022	4167.657	3331.593	2495.529	1659.465	823.401	-12.662
UL001	4227.328	3940.165	3653.001	3365.837	3078.673	2791.509
UL021	6133.944	4816.333	3498.721	2181.11	863.499	-454.112
UE021	5444.909	4153.612	2862.315	1571.018	279.721	-1011.576
UL022	4167.657	3331.593	2495.529	1659.465	823.401	-12.662

㉔ 기초자중에 의한 단면력

$$V_b = 1.975 \times 2.000 \times 7.800 \times 25.000 = 770.250 \text{ kN}$$

$$M_a = 3.014 \times 2.000 \times 7.800 \times 25.000 \times 3.014/2 = 1771.418 \text{ kN.m}$$

㉕ 말뚝반력에 의한 단면력

$$V_b = R_1 + R_2$$

$$M_a = R_1 \times -2.364 + R_2 \times -1.064$$

※ 전단력 계산시 R2의 반력은 콘크리트구조설계기준 12.3.2 (4)에 의해 77.80%의 값을 적용

$$\rightarrow (5.850 + 0.500/2 - 5.711) / 0.500 = 0.778$$

㉖ 사용하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		사용하중 단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)	
SV017	7763.294	15372.035	6993.044	13600.617	
SV021	7904.841	15700.178	7134.591	13928.759	
SV021	7904.841	15700.178	7134.591	13928.759	
SV022	6759.637	13397.157	5989.387	11625.739	

※ 사용하중단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력

㉗ 계수하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		계수단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)	
UL001	7292.776	14185.740	6291.451	11882.896	
UL021	9881.051	19625.222	8918.238	17410.949	
UE021	8676.420	17291.209	7944.682	15608.361	
UL022	6759.637	13397.157	5989.387	11625.739	

※ 계수단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력 x 사하중계수

1) 단면 검토 : 교각-지점부

★ 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.80$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
7800.0	2000.0	1850.0	150.0	17410.9	8918.2

★ 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 48446.200 \times 400.00 = 19378480.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 7800.000 = 179010.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 108.254 \text{ mm, } c = 108.254 / \beta_1 = 108.254 / 0.85 = 127.357 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1850.00 - 127.357) / 127.357 = 0.04058$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

★ 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \text{①}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \text{②}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 28159.239 \text{ mm}^2$$

★ 사용철근량 = 48446.2 mm^2 (철근도심 : 150.0 mm) , [사용률 = 1.720]

1단 : H32 - 61.0 EA (= 48446.2 mm^2)

★ 철근비 검토

$$A_{s,temp} = 0.0015 \times 7800.0 \times 1200.0 = 14040.000 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,req} = 28159.239 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{min} = \text{Max}(28159.239, 14040.000) / b d = 0.00195$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00336$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

★ 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 108.254 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 48446.200 \times 400 \times (1850.00 - a/2) = 29581.099 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 17410.949 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K} \quad [\text{안전률 } 1.699]$$

★ 전단에 대한 검토 ($d = 1850.00 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 7800.00 \times 1850.00 = 9997.397 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 8918.238 \text{ kN}) , \text{ 전단보강 불필요.}$$

- 수평철근 검토

★ 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

단, 단위M당 1800 mm² 이하

사용철근량 : H32 - 63 EA

H29 - 32 EA = 70591.400 mm²

필요철근량 : 0.0015 x 2000.0 x 7800.0 = 23400.0 mm² < 70591.4 mm²

(70591.400 / 7.800) = 9050.179 mm² > (1800 mm²)

필요철근량이 1800mm²보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

1800mm²보다 크게 취할 필요가 없다.

∴ 0.K

★ 노출면 300mm² 이상 『도로교설계기준 4.3.9, 철도설계기준 P.254』

사용철근량 : H29 - 32 EA

= 20556.800 mm²

필요철근량 : 300.000 mm²

< 20556.800 mm² ∴ 0.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 13928.759 \times 1000000 / [48446.200 \times (1850.000 - 359.954/3)]$$

$$= 166.189 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)}$$

$$= -7 \times 48446.200 / 7800.0 + 7 \times 48446.200 / 7800.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 7800.0 \times 1850.0 / (7 \times 48446.200)}$$

$$= 359.954 \text{ mm}$$

사용철근량 = 48446.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H32 - 61.0 EA (= 48446.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 150.00 - 32/2 = 134.00 \text{ mm}$$

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 166.19) - 2.5 \times 134.00 = 138.86 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 166.19) = 379.09 \text{ mm}$$

Sa는 작은 값인 138.86 mm 를 적용

$$S = 7800.00 / 61.0 \text{ EA} = 127.87 \leq S_a (= 138.86 \text{ mm}) \quad \therefore 0.K$$

10.2 교축방향

1) 기초 안정검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vy(kN)	Mx(kN)	ΣV (kN)	Mr (kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
SVB17	11679.744	1453.223	16577.799	14721.744	57414.802	19484.246	축력최대
SVB21	10589.596	1453.223	19523.742	13631.596	53163.224	22430.189	모멘트최대
SVB21	10589.596	1453.223	19523.742	13631.596	53163.224	22430.189	편심최대
SVB22	9422.984	1654.319	14264.718	12464.984	48613.438	17573.356	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

$$\Sigma V = P + W, \quad W = 7.800 \times 7.800 \times 2.000 \times 25.000 = 3042.000 \text{ kN}$$

$$Mr = \Sigma V \times B/2, \quad B = 7.800 \text{ m}$$

$$Mx = M + P \times e, \quad e = 0.000 \text{ m}$$

$$Mo = |Mx + Vy \times h|, \quad h = 2.000 \text{ m}$$

※ 말뚝검토시의 모멘트는 $Mc = \Sigma V \times e$ 를 적용한다, $e = B/2 - (Mr - Mo)/\Sigma V$

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

※ 기둥축과 기초축 사이의 회전각 α 에 대하여 기둥부재력을 삼각함수에의해 환산하여 적용 한[
 $\text{적용부재력} = \text{축방향력} \times \cos \alpha + \text{축직각방향력} \times \sin \alpha \quad ; \quad \alpha = 45.0^\circ$

② 전도에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

③ 활동에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

④ 지지력에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

2) 기초 단면검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vy(kN)	Mx(kN)	ΣV (kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
ULB01	17101.913	368.743	5411.994	21056.513	82120.401	6149.481	축력최대
ULB21	13236.995	1816.529	24404.678	17039.495	66454.031	28037.736	모멘트최대
UEB21	10410.100	1816.529	23792.817	13300.000	51870.000	27425.875	편심최대
ULB22	9422.984	1654.319	14264.718	12464.984	48613.438	17573.356	지진시
SVB17	11679.744	1453.223	16577.799	14721.744	57414.802	19484.246	축력최대
SVB21	10589.596	1453.223	19523.742	13631.596	53163.224	22430.189	모멘트최대
SVB21	10589.596	1453.223	19523.742	13631.596	53163.224	22430.189	편심최대
SVB22	9422.984	1654.319	14264.718	12464.984	48613.438	17573.356	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

$$\Sigma V = P + W, \quad W = 7.800 \times 7.800 \times 2.000 \times 25.000 \times \text{하중계수}$$

$$M_r = \Sigma V \times B/2, \quad B = 7.800 \text{ m}$$

$$M_x = M + P \times e, \quad e = 0.000 \text{ m}$$

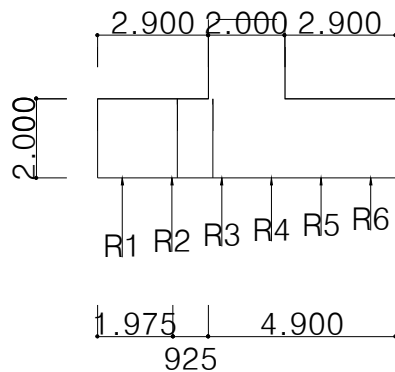
$$M_o = |M_x + V_y \times h|, \quad h = 2.000 \text{ m}$$

※ 말뚝검토시의 모멘트는 $M_c = \Sigma V \times e$ 를 적용한다, $e = B/2 - (M_r - M_o)/\Sigma V$

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

※ 기둥축과 기초축 사이의 회전각 α 에 대하여 기둥부재력을 삼각함수에의해 환산하여 적용 한다
 적용부재력 = 축방향력 $\times \cos \alpha$ + 축직각방향력 $\times \sin \alpha$; $\alpha = 45.0^\circ$

② 기초의 단면력 계산



$$R1 = R_{u1} \times 6\text{본}$$

$$R2 = R_{u2} \times 6\text{본}$$

$$R3 = R_{u3} \times 6\text{본}$$

$$R4 = R_{u4} \times 6\text{본}$$

$$R5 = R_{u5} \times 6\text{본}$$

$$R6 = R_{u6} \times 6\text{본}$$

구 분	R1	R2	R3	R4	R5	R6
SVB17	4772.107	3844.714	2917.321	1989.927	1062.534	135.141
SVB21	4907.155	3853.066	2798.977	1744.888	690.799	-363.29
SVB21	4907.155	3853.066	2798.977	1744.888	690.799	-363.29
SVB22	4167.657	3331.593	2495.529	1659.465	823.401	-12.662
ULB01	4227.328	3940.165	3653.001	3365.837	3078.673	2791.509
ULB21	6133.944	4816.333	3498.721	2181.11	863.499	-454.112
UEB21	5444.909	4153.612	2862.315	1571.018	279.721	-1011.576
ULB22	4167.657	3331.593	2495.529	1659.465	823.401	-12.662

㉔ 기초자중에 의한 단면력

$$V_b = 1.975 \times 2.000 \times 7.800 \times 25.000 = 770.250 \text{ kN}$$

$$M_a = 3.014 \times 2.000 \times 7.800 \times 25.000 \times 3.014/2 = 1771.418 \text{ kN.m}$$

㉕ 말뚝반력에 의한 단면력

$$V_b = R_1 + R_2$$

$$M_a = R_1 \times 2.364 + R_2 \times 1.064$$

※전단력 계산시 R2의 반력은 콘크리트구조설계기준 12.3.2 (4)에 의해 77.80%의 값을 적용

$$\rightarrow (2.089 + 0.500/2 - 1.950) / 0.500 = 0.778$$

㉖ 사용하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		사용하중 단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)	
SVB17	7763.294	15372.035	6993.044	13600.617	
SVB21	7904.841	15700.178	7134.591	13928.759	
SVB21	7904.841	15700.178	7134.591	13928.759	
SVB22	6759.637	13397.157	5989.387	11625.739	

※ 사용하중단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력

㉗ 계수하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		계수단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)	
ULB01	7292.776	14185.740	6291.451	11882.896	
ULB21	9881.051	19625.222	8918.238	17410.949	
UEB21	8676.420	17291.209	7944.682	15608.361	
ULB22	6759.637	13397.157	5989.387	11625.739	

※ 계수단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력 x 사하중계수

1) 단면 검토 : 교축방향

★ 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.80$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
7800.0	2000.0	1850.0	150.0	17410.9	8918.2

★ 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 50034.600 \times 400.00 = 20013840.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 7800.000 = 179010.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 111.803 \text{ mm, } c = 111.803 / \beta_1 = 111.803 / 0.85 = 131.533 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1850.00 - 131.533) / 131.533 = 0.03919$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

★ 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \text{①}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \text{②}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 28159.239 \text{ mm}^2$$

★ 사용철근량 = 50034.6 mm^2 (철근도심 : 150.0 mm) , [사용률 = 1.777]

1단 : H32 - 63.0 EA (= 50034.6 mm^2)

★ 철근비 검토

$$A_{s,temp} = 0.0015 \times 7800.0 \times 1200.0 = 14040.000 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,req} = 28159.239 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{min} = \text{Max}(28159.239, 14040.000) / b d = 0.00195$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00347$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

★ 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 111.803 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 50034.600 \times 400 \times (1850.00 - a/2) = 30520.781 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 17410.949 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 1.753]}$$

★ 전단에 대한 검토 ($d = 1850.00 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 7800.00 \times 1850.00 = 9997.397 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 8918.238 \text{ kN}) , \text{ 전단보강 불필요.}$$

- 수평철근 검토

★ 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

단, 단위M당 1800 mm² 이하

사용철근량 : H32 - 61 EA

$$H29 - 31 EA = 68360.600 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 0.0015 \times 2000.0 \times 7800.0 = 23400.0 \text{ mm}^2 < 68360.6 \text{ mm}^2$$

$$(68360.600 / 7.800) = 8764.179 \text{ mm}^2 > (1800 \text{ mm}^2)$$

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 : H29 - 31 EA

$$= 19914.400 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 300.000 \text{ mm}^2$$

$$< 19914.400 \text{ mm}^2 \quad \therefore 0.K$$

- 사용성 검토

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 13928.759 \times 1000000 / [50034.600 \times (1850.000 - 365.166/3)]$$

$$= 161.075 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]}$$

$$= -7 \times 50034.600 / 7800.0 + 7 \times 50034.600 / 7800.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 7800.0 \times 1850.0) / (7 \times 50034.600)]}$$

$$= 365.166 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 50034.6 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 150.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : H32 - 63.0 \text{ EA} \quad (= 50034.6 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 150.00 - 32/2 = 134.00 \text{ mm}$$

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 161.08) - 2.5 \times 134.00 = 153.90 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 161.08) = 391.12 \text{ mm}$$

Sa는 작은 값인 153.90 mm 를 적용

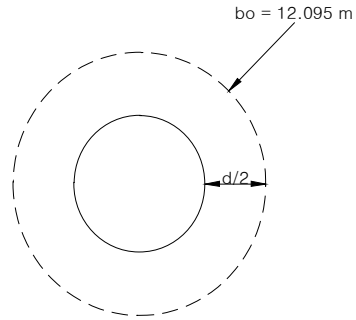
$$S = 7800.00 / 63.0 \text{ EA} = 123.81 \leq S_a (= 153.90 \text{ mm}) \quad \therefore 0.K$$

11. 기초 2방향전단(편칭) 검토

1) 최대 연직하중 (V_u) : -17101.913 kN

2) PUNCHING SHEAR 검토위치 : 기둥전면 $d/2$

3) 위험단면 길이(b_o) = 12.095 m



4) 콘크리트가 부담하는 전단강도

$$\ast \beta_c = 1.000, \quad \alpha_s = 40$$

$$\begin{aligned} \textcircled{1} V_{c1} &= 1/6 \times (1 + 2/\beta_c) \times \sqrt{F_{ck}} \times b_o \times d \\ &= 1/6 \times (1 + 2/1.00) \times \sqrt{27} \times 12.095 \times 1.850 \\ &= 58134.549 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \textcircled{2} V_{c2} &= 1/6 \times (1 + (\alpha_s \cdot d)/(2 \cdot b_o)) \times \sqrt{F_{ck}} \times b_o \times d \\ &= 1/6 \times (1 + (40 \cdot 1.850)/(2 \cdot 12.095)) \times \sqrt{27} \times 12.095 \times 1.850 \\ &= 78657.622 \text{ kN} \end{aligned}$$

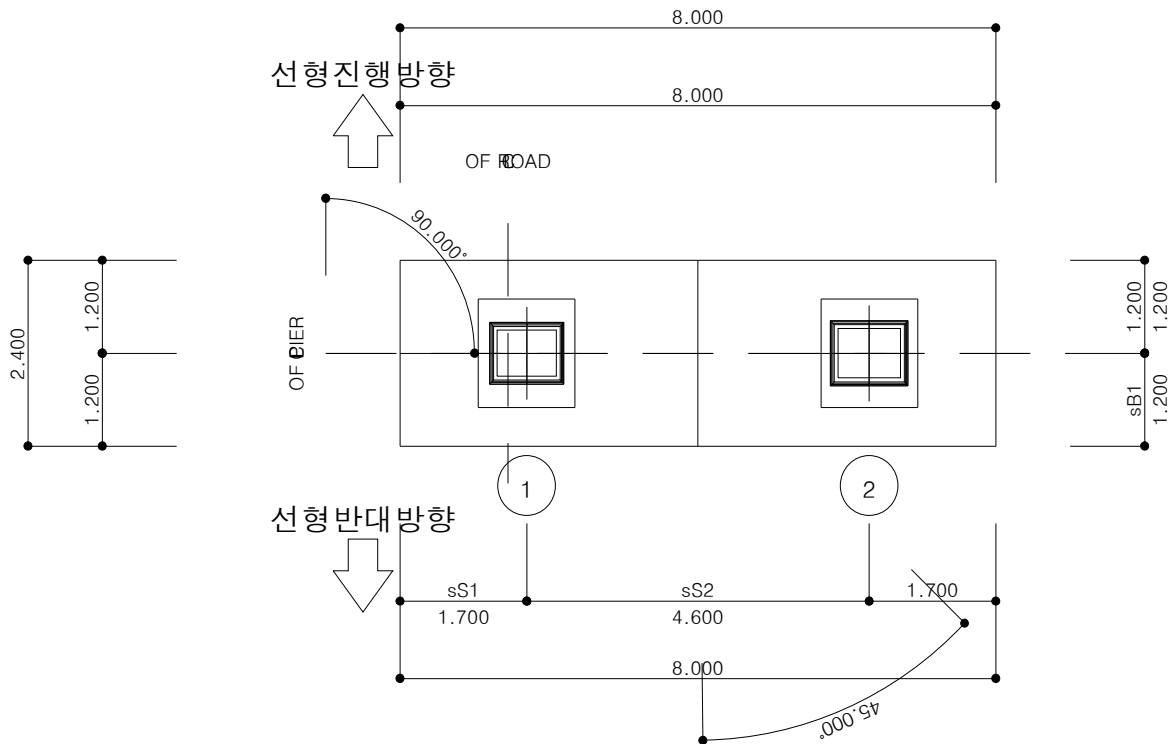
$$\begin{aligned} \textcircled{3} V_{c3} &= 1/3 \times \sqrt{F_{ck}} \times b_o \times d \\ &= 1/3 \times \sqrt{27} \times 12.095 \times 1.850 \\ &= 38756.366 \text{ kN} \end{aligned}$$

----- 이중 작은 값 사용

$$\therefore \text{콘크리트가 부담하는 전단강도} (\phi V_c) = 0.80 \times 38756.366 = 31005.093 \text{ kN}$$

$$\ast \phi V_c > V_u \text{ ----- } 0.K$$

12. 교량 받침부 검토



12.1 받침 연단거리 검토

① 필요 연단거리

- 거더의 경간길이가 100m 이하이므로 $S = 200 + 5.0L$
 $S = 200 + 5.0 \times 60.000 = 500.000 \text{ mm}$

② 실제 연단거리

구 분	필요연단	받침 규격		연단거리	비 고
		교축방향	직각방향		
1	500.000	595.000	795.000	902.500	0.K
2	500.000	640.000	840.000	880.000	0.K

12.2 최소 받침지지 길이 검토

① 최소 받침지지 길이

: 연속 지점부 이므로 생략한다.

12.3 교량받침 수직력, 수평력 검토

구 분	수직력			수평력		
	허용값	상부반력	비 고	허용값	탄성지진력	비 고
SHOE 1	6000.000	4974.964	0.K	693.600	475.403	0.K
SHOE 2	7000.000	6418.648	0.K	762.900	568.084	0.K

탄성지진력은 응답수정계수($R = 1.0$)를 고려한 값이며 내진장치 불필요

12.4 교량받침 보강 철근 검토

① 교량받침에 작용하는 하중

구 분	수직력	수평력		보강범위(mm)		비 고
		교축방향	직각방향	교축방향	직각방향	
1	4974.964	418.149	357.446	1995.000	2295.000	
2	6418.648	591.740	427.131	2040.000	2340.000	

탄성지진력은 응답수정계수(R = 1.0)를 고려한 값

② 교량받침 하면 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	7519.698	10064.600	0.K	7279.838	10064.600	0.K
2	9824.956	10064.600	0.K	9085.260	10064.600	0.K

③ 교량받침 콘크리트 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	2323.049	10724.400	0.K	1985.810	10724.400	0.K
2	3287.444	10724.400	0.K	2372.949	10724.400	0.K

12.5 교량받침 하면 보강 : 교량받침 2

① 교량받침에 작용하는 하중

- 연직하중 : 최대반력

$$P = 6418.648 \text{ kN}$$

- 교축방향 수평하중 : 탄성지진력, 온도변화의 영향

$$H_{x1} = 4536.673 \times 0.150 / 1.15 = 591.740 \text{ kN}$$

$$H_{x2} = 455.083 / 1.33 = 342.168 \text{ kN}$$

☞ 수평력은 H_{x1} , H_{x2} 중 큰 값인 591.740 kN를 적용한다.

- 교축직각방향 수평하중 : 탄성지진력, 풍하중의 영향

$$B/D = 9.170 / 4.790 = 1.914 \quad [1 \leq B/D < 8]$$

$$W1 = [4.0 - 0.2 \times (9.170 / 4.790)] \times 4.790 = 17.3 \text{ kN/m} \geq 6.0 \text{ 이므로}$$

$$H_{y1} = 17.326 \times 100.150 / 2 / 2EA / 1.25 = 347.040 \text{ kN}$$

$$H_{y2} = 568.084 / 1.33 = 427.131 \text{ kN}$$

☞ 수평력은 H_{y1} , H_{y2} 중 큰 값인 427.131 kN를 적용한다.

② 연직하중에 대한 보강

$$\begin{aligned}b1x &= 640.000 \text{ mm} & b1y &= 840.000 \text{ mm} \\b2x &= 1200.000 \text{ mm} & b2y &= 1700.000 \text{ mm} \\bcx &= 2 \times b2x = 2400.000 \text{ mm} < 5 \times b1x = 3200.000 \text{ mm} \\bcy &= 2 \times b2y = 3400.000 \text{ mm} < 5 \times b1y = 4200.000 \text{ mm} \\Asx1 &= 1/4 \times (1 - b1x/bcx) \times P/f_{sa} \\&= 1/4 \times (1 - 640.000/2400.000) \times 6418.648 \times 10^3 / 180.000 \\&= 6537.511 \text{ mm}^2 \\Asy1 &= 1/4 \times (1 - b1y/bcy) \times P/f_{sa} \\&= 1/4 \times (1 - 840.000/3400.000) \times 6418.648 \times 10^3 / 180.000 \\&= 6712.311 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

③ 수평하중에 대한 보강

$$\begin{aligned}Asx2 &= H_x/f_{sa} \\&= 591.740 \times 10^3 / 180.000 \\&= 3287.444 \text{ mm}^2 \\Asy2 &= H_y/f_{sa} \\&= 427.131 \times 10^3 / 180.000 \\&= 2372.949 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

④ 철근 보강 범위

- 교축직각방향 철근보강 범위
$$B_{xo} = b1x + b2y = 640.000 + 1700.000 = 2340.000 \text{ mm}$$
- 교축방향 철근보강 범위
$$B_{yo} = b1y + b2x = 840.000 + 1200.000 = 2040.000 \text{ mm}$$

⑤ 철근량 산정

- 교축직각방향
$$Asy = Asy1 + Asy2 = 6712.311 + 2372.949 = 9085.260 \text{ mm}^2$$
$$B_{xo} = 2340.000 \text{ mm} \text{ 범위내에서 } H22 - 26 \text{ EA}$$
$$As = 387.100 \times 26 = 10064.600 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K.}$$
- 교축방향
$$Asx = Asx1 + Asx2 = 6537.511 + 3287.444 = 9824.956 \text{ mm}^2$$
$$B_{yo} = 2040.000 \text{ mm} \text{ 범위내에서 } H22 - 26 \text{ EA}$$
$$As = 387.100 \times 26 = 10064.600 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K.}$$

12.6 교량받침 콘크리트 보강 : 교량받침 2

① 교축직각방향

$$\begin{aligned}As2 &= H_y/f_{sa} = 427.131 \times 10^3 / 180.000 = 2372.949 \text{ mm}^2 \\ \text{사용철근} &: H16 - 26 \text{ EA} + H16 - 28 \text{ EA} \\ As &= 198.600 \times 26 + 198.600 \times 28 = 10724.400 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K.}\end{aligned}$$

② 교축방향

$$\begin{aligned}As1 &= H_x/f_{sa} = 591.740 \times 10^3 / 180.000 = 3287.444 \text{ mm}^2 \\ \text{사용철근} &: H16 - 26 \text{ EA} + H16 - 28 \text{ EA} \\ As &= 198.600 \times 26 + 198.600 \times 28 = 10724.400 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K.}\end{aligned}$$

13. PILE 교축직각방향 검토

1) 설계조건

① 말뚝의 제원

말뚝 종류	직경(mm)	두께(mm)	종별	길이(m)
내부굴착PC.PHC말뚝	500	80	A	11.200

※ 말뚝길이는 기초평면에 묻힌 100mm는 제외한 길이로 계산한다.

콘크리트 설계기준강도 $f_{ck} = 80.0 \text{ MPa}$

콘크리트 탄성계수 $E_p = 40000.0 \text{ MPa}$

유효프리스트레스(본체) $f_{ce1} = 4.10 \text{ MPa}$

유효프리스트레스(두부) $f_{ce2} = 0.00 \text{ MPa}$

콘크리트 환산단면적 $A_e = 0.1085 \text{ m}^2$

환산 단면2차모멘트 $I_e = 0.00248 \text{ m}^4$

환산 단면계수 $Z_e = 0.00991 \text{ m}^3$

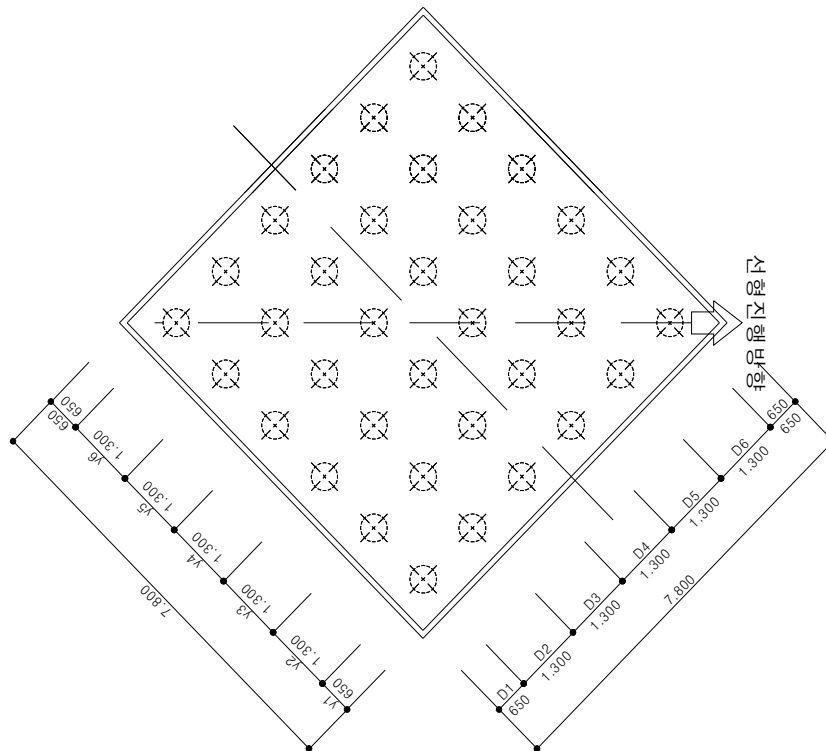
말뚝 머리의 평균 N치 $N = 10$

말뚝 선단의 평균 N치 $N = 50$

말뚝 선단의 근입깊이 $D_f = 1.0 \text{ m}$

원지반으로부터 돌출된 길이 $h = 0.0 \text{ m}$

② 말뚝의 배치



2) 말뚝도심에서의 작용하중

구 분		Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	비 고
사용하중	COMBO 1	14721.744	1453.223	19484.246	SV017
	COMBO 2	13631.596	1453.223	22430.189	SV021
	COMBO 3	13631.596	1453.223	22430.189	SV021
	COMBO 4	12464.984	1654.319	17573.356	SV022
계수하중	COMBO 1	21056.513	368.743	6149.481	UL001
	COMBO 2	17039.495	1816.529	28037.736	UL021
	COMBO 3	13300.000	1816.529	27425.875	UE021
	COMBO 4	12464.984	1654.319	17573.356	UL022

3) 말뚝의 특성치 계산

① 말뚝의 축방향 스프링정수

$$\begin{aligned} A_p &= A_e &= 0.1085 \text{ m}^2 & ; \text{ 말뚝의 환산단면적} \\ a &= 0.013 \times (L/D) + 0.53 &= 0.821 \\ K_v &= a \times A_p \times E_p / L &= 318215.000 \text{ kN/m} & ; \text{ 말뚝의 축방향 스프링정수} \end{aligned}$$

② 말뚝의 축직각방향 스프링정수

: $1/\beta$ 가정된 값이 계산된 값과 일치할 때까지 반복 계산

$$B_H = \sqrt{\frac{D}{\beta}} \quad k_{HO} = \frac{1}{0.3} \alpha E_o \quad k_H = k_{HO} \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-\frac{3}{4}}$$

$\alpha = 1$ (평상시), 2 (지진시)

$$E_o = 1000 \times N = 1000 \times 10 = 10000 \text{ kN/m}^2$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$$

가) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 평상시

가정된 $1/\beta$ (m)	계산치 $1/\beta$ (m)	$K_h(\text{kN/m}^2)$
0.500	2.430	22724.39
2.430	2.818	12560.11
2.818	2.858	11881.00
2.858	2.862	11819.25
2.862	2.862	11813.47
2.862	2.862	11812.93
2.862	2.862	11812.88

$$K_h = 11812.88 \text{ kN/m}^2$$

$$\beta = 0.349 \text{ m}^{-1}$$

$$\beta L = 0.349 \times 11.2000 = 3.913 \geq 2.5 \quad \therefore \text{반무한장 말뚝으로 설계한다.}$$

나) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 지진시

가정된 $1/\beta$ (m)	계산치 $1/\beta$ (m)	$K_h(\text{kN/m}^2)$
0.500	2.044	45448.77
2.044	2.332	26806.80
2.332	2.361	25512.34
2.361	2.364	25394.24
2.364	2.364	25383.19
2.364	2.364	25382.16
2.364	2.364	25382.06

$$K_h = 25382.05 \text{ kN/m}^2$$

$$\beta = 0.423 \text{ m}^{-1}$$

$$\beta L = 0.423 \times 11.2000 = 4.738 \geq 2.5 \quad \therefore \text{반무한장 말뚝으로 설계한다.}$$

4) 말뚝의 변위 및 부재력

① 말뚝머리 고정일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	16904.139	30000.005	$4EI \beta^3$	kN/m
K2	24189.697	35458.139	$2EI \beta^2$	kN/rad
K3	24189.697	35458.139	$2EI \beta^2$	kN/rad
K4	69230.550	83818.627	$2EI \beta$	kN.m/rad

나) 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum (K_1 \cos^2 \theta_i + K_v \sin^2 \theta_i)$	608549.0	1080000.2
Axy, Ayx	$\sum (K_v - K_1) \sin \theta_i \cos \theta_i$	0.0	0.0
Axa, Aax	$\sum \{(K_v - K_1)x_i \sin \theta_i \cos \theta_i - K_2 \cos \theta_i\}$	-870829.1	-1276493.0
Ayy	$\sum (K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)$	11455740.0	11455740.0
Aya, Aay	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i + K_2 \sin \theta_i\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i^2 + (K_2 + K_3)x_i \sin \theta_i + K_4\}$	58959551.6	59484722.3
일반식	$\begin{bmatrix} \delta_x \\ \delta_y \\ \alpha \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} A_{xx} & A_{xy} & A_{xa} \\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya} \\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa} \end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix} H_o \\ V_o \\ M_o \end{bmatrix}$		

구 분	사용하중			구 분	계수하중		
	$\delta x(m)$	$\delta y(m)$	$\alpha(rad)$		$\delta x(m)$	$\delta y(m)$	$\alpha(rad)$
COMBO 1	0.0029227	0.0012851	0.0003736	COMBO 1	0.0007715	0.0018381	0.0001157
COMBO 2	0.0029957	0.0011899	0.0004247	COMBO 2	0.0037447	0.0014874	0.0005309
COMBO 3	0.0029957	0.0011899	0.0004247	COMBO 3	0.0037295	0.0011610	0.0005202
COMBO 4	0.0019299	0.0010881	0.0003368	COMBO 4	0.0019299	0.0010881	0.0003368

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 2.996 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	0.0029227	0.0024994	0.0003736	795.351	40.367	-44.832
	2	0.0029227	0.0020137	0.0003736	640.786	40.367	-44.832
	3	0.0029227	0.0015280	0.0003736	486.220	40.367	-44.832
	4	0.0029227	0.0010422	0.0003736	331.655	40.367	-44.832
	5	0.0029227	0.0005565	0.0003736	177.089	40.367	-44.832
	6	0.0029227	0.0000708	0.0003736	22.524	40.367	-44.832
COMBO 2	1	0.0029957	0.0025701	0.0004247	817.859	40.367	-43.065
	2	0.0029957	0.0020181	0.0004247	642.178	40.367	-43.065
	3	0.0029957	0.0014660	0.0004247	466.496	40.367	-43.065
	4	0.0029957	0.0009139	0.0004247	290.815	40.367	-43.065
	5	0.0029957	0.0003618	0.0004247	115.133	40.367	-43.065
	6	0.0029957	-0.0001903	0.0004247	-60.548	40.367	-43.065
COMBO 3	1	0.0029957	0.0025701	0.0004247	817.859	40.367	-43.065
	2	0.0029957	0.0020181	0.0004247	642.178	40.367	-43.065
	3	0.0029957	0.0014660	0.0004247	466.496	40.367	-43.065
	4	0.0029957	0.0009139	0.0004247	290.815	40.367	-43.065
	5	0.0029957	0.0003618	0.0004247	115.133	40.367	-43.065
	6	0.0029957	-0.0001903	0.0004247	-60.548	40.367	-43.065
COMBO 4	1	0.0019299	0.0021828	0.0003368	694.610	45.953	-40.197
	2	0.0019299	0.0017449	0.0003368	555.266	45.953	-40.197
	3	0.0019299	0.0013070	0.0003368	415.922	45.953	-40.197
	4	0.0019299	0.0008692	0.0003368	276.578	45.953	-40.197
	5	0.0019299	0.0004313	0.0003368	137.234	45.953	-40.197
	6	0.0019299	-0.0000066	0.0003368	-2.110	45.953	-40.197

- 계수하중 조합

구 분		$\delta x(i)$	$\delta y(i)$	α	$P_n(i)$	$P_h(i)$	$M_t(i)$
COMBO 1	1	0.0007715	0.0022141	0.0001157	704.555	10.243	-10.653
	2	0.0007715	0.0020637	0.0001157	656.694	10.243	-10.653
	3	0.0007715	0.0019133	0.0001157	608.833	10.243	-10.653
	4	0.0007715	0.0017629	0.0001157	560.973	10.243	-10.653
	5	0.0007715	0.0016125	0.0001157	513.112	10.243	-10.653
	6	0.0007715	0.0014621	0.0001157	465.252	10.243	-10.653
COMBO 2	1	0.0037447	0.0032127	0.0005309	1022.324	50.459	-53.831
	2	0.0037447	0.0025226	0.0005309	802.722	50.459	-53.831
	3	0.0037447	0.0018325	0.0005309	583.120	50.459	-53.831
	4	0.0037447	0.0011424	0.0005309	363.518	50.459	-53.831
	5	0.0037447	0.0004523	0.0005309	143.916	50.459	-53.831
	6	0.0037447	-0.0002378	0.0005309	-75.685	50.459	-53.831
COMBO 3	1	0.0037295	0.0028518	0.0005202	907.485	50.459	-54.198
	2	0.0037295	0.0021755	0.0005202	692.269	50.459	-54.198
	3	0.0037295	0.0014992	0.0005202	477.053	50.459	-54.198
	4	0.0037295	0.0008228	0.0005202	261.836	50.459	-54.198
	5	0.0037295	0.0001465	0.0005202	46.620	50.459	-54.198
	6	0.0037295	-0.0005298	0.0005202	-168.596	50.459	-54.198
COMBO 4	1	0.0019299	0.0021828	0.0003368	694.610	45.953	-40.197
	2	0.0019299	0.0017449	0.0003368	555.266	45.953	-40.197
	3	0.0019299	0.0013070	0.0003368	415.922	45.953	-40.197
	4	0.0019299	0.0008692	0.0003368	276.578	45.953	-40.197
	5	0.0019299	0.0004313	0.0003368	137.234	45.953	-40.197
	6	0.0019299	-0.0000066	0.0003368	-2.110	45.953	-40.197

■ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$$V(i) = P_n(i) \times \cos \theta(i) - P_h(i) \times \sin \theta(i)$$

$$H(i) = P_n(i) \times \sin \theta(i) + P_h(i) \times \cos \theta(i)$$

$$H_t = \sum H(i) \times N$$

$$V_t = \sum V(i) \times N$$

$$M_t = \sum (V(i) \times x(i) + M(i)) \times N$$

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.250	0	795.351	40.367	-44.832	6
	2	1.950	0	640.786	40.367	-44.832	6
	3	0.650	0	486.220	40.367	-44.832	6
	4	-0.650	0	331.655	40.367	-44.832	6
	5	-1.950	0	177.089	40.367	-44.832	6
	6	-3.250	0	22.524	40.367	-44.832	6
	계			14721.744	1453.223	19484.246	36
COMBO 2	1	3.250	0	817.859	40.367	-43.065	6
	2	1.950	0	642.178	40.367	-43.065	6
	3	0.650	0	466.496	40.367	-43.065	6
	4	-0.650	0	290.815	40.367	-43.065	6
	5	-1.950	0	115.133	40.367	-43.065	6
	6	-3.250	0	-60.548	40.367	-43.065	6
	계			13631.596	1453.223	22430.189	36
COMBO 3	1	3.250	0	817.859	40.367	-43.065	6
	2	1.950	0	642.178	40.367	-43.065	6
	3	0.650	0	466.496	40.367	-43.065	6
	4	-0.650	0	290.815	40.367	-43.065	6
	5	-1.950	0	115.133	40.367	-43.065	6
	6	-3.250	0	-60.548	40.367	-43.065	6
	계			13631.596	1453.223	22430.189	36
COMBO 4	1	3.250	0	694.610	45.953	-40.197	6
	2	1.950	0	555.266	45.953	-40.197	6
	3	0.650	0	415.922	45.953	-40.197	6
	4	-0.650	0	276.578	45.953	-40.197	6
	5	-1.950	0	137.234	45.953	-40.197	6
	6	-3.250	0	-2.110	45.953	-40.197	6
	계			12464.984	1654.319	17573.356	36

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.250	0	704.555	10.243	-10.653	6
	2	1.950	0	656.694	10.243	-10.653	6
	3	0.650	0	608.833	10.243	-10.653	6
	4	-0.650	0	560.973	10.243	-10.653	6
	5	-1.950	0	513.112	10.243	-10.653	6
	6	-3.250	0	465.252	10.243	-10.653	6
	계			21056.513	368.743	6149.481	36
COMBO 2	1	3.250	0	1022.324	50.459	-53.831	6
	2	1.950	0	802.722	50.459	-53.831	6
	3	0.650	0	583.120	50.459	-53.831	6
	4	-0.650	0	363.518	50.459	-53.831	6
	5	-1.950	0	143.916	50.459	-53.831	6
	6	-3.250	0	-75.685	50.459	-53.831	6
	계			17039.495	1816.529	28037.736	36
COMBO 3	1	3.250	0	907.485	50.459	-54.198	6
	2	1.950	0	692.269	50.459	-54.198	6
	3	0.650	0	477.053	50.459	-54.198	6
	4	-0.650	0	261.836	50.459	-54.198	6
	5	-1.950	0	46.620	50.459	-54.198	6
	6	-3.250	0	-168.596	50.459	-54.198	6
	계			13300.000	1816.529	27425.875	36
COMBO 4	1	3.250	0	694.610	45.953	-40.197	6
	2	1.950	0	555.266	45.953	-40.197	6
	3	0.650	0	415.922	45.953	-40.197	6
	4	-0.650	0	276.578	45.953	-40.197	6
	5	-1.950	0	137.234	45.953	-40.197	6
	6	-3.250	0	-2.110	45.953	-40.197	6
	계			12464.984	1654.319	17573.356	36

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉔ COMBO 1 : SV017

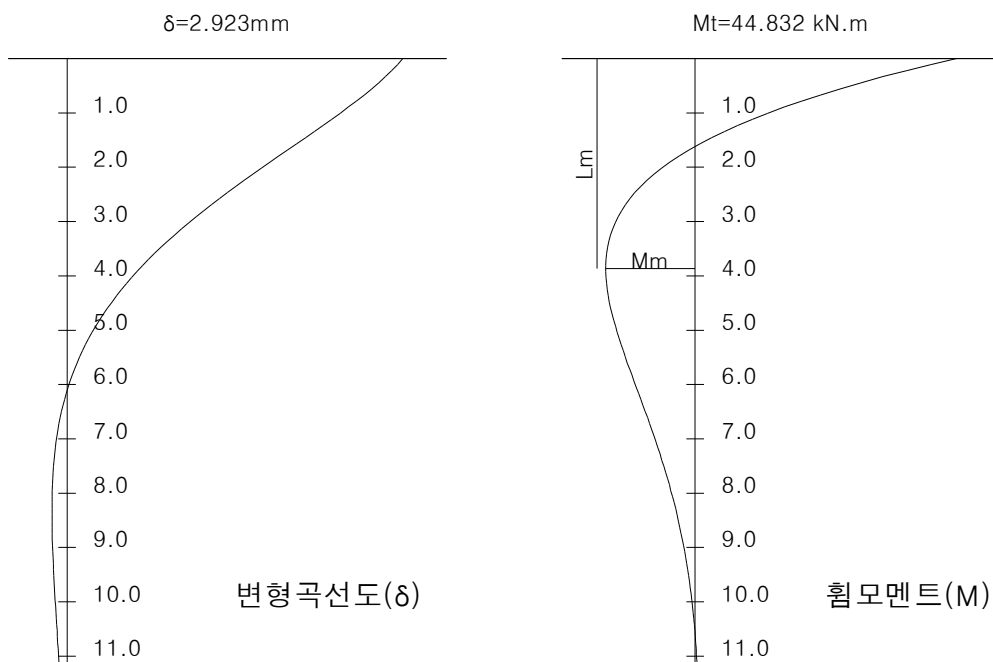
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -15.338 kN.m, 3.865 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.923 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.923 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	44.832	-40.367	2.923	
0.747	19.320	-28.249	2.544	
1.493	2.153	-18.095	2.052	
2.240	-8.260	-10.171	1.545	
2.987	-13.574	-4.402	1.082	
3.733	-15.304	-0.517	0.694	
4.480	-14.726	1.843	0.391	
5.227	-12.838	3.050	0.170	
5.973	-10.372	3.447	0.021	
6.720	-7.820	3.321	-0.070	
7.467	-5.486	2.898	-0.116	
8.213	-3.525	2.343	-0.131	
8.960	-1.992	1.768	-0.127	
9.707	-0.873	1.241	-0.111	
10.453	-0.118	0.798	-0.090	
11.200	0.343	0.452	-0.068	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉞ COMBO 2 : SV021

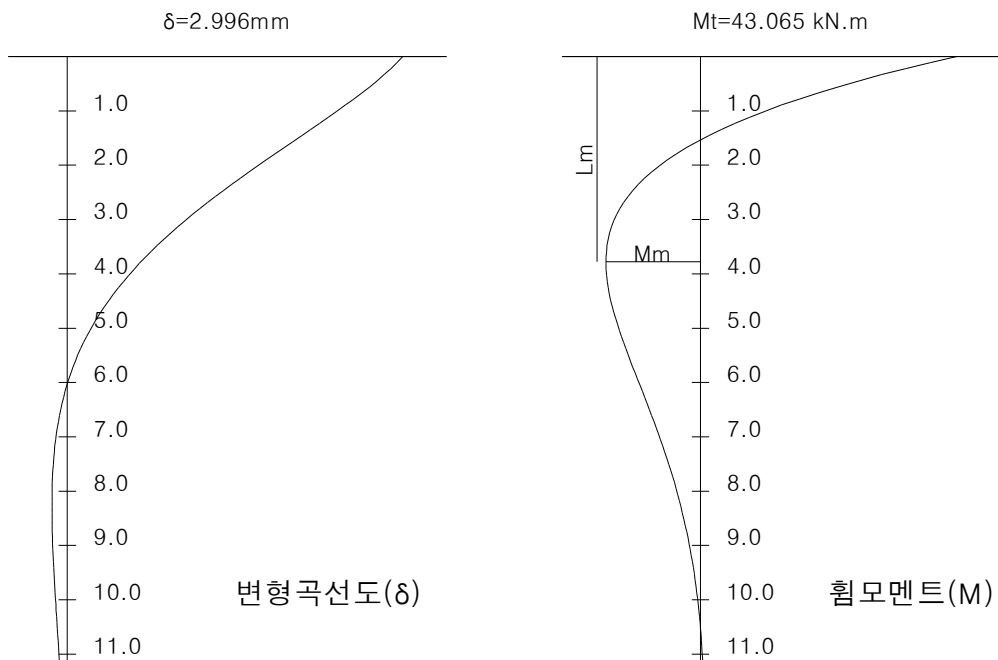
㉟ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -15.898 kN.m, 3.782 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.996 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.996 mm

㊱ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	43.065	-40.367	2.996	
0.747	17.653	-28.004	2.583	
1.493	0.721	-17.730	2.068	
2.240	-9.403	-9.773	1.545	
2.987	-14.425	-4.027	1.073	
3.733	-15.893	-0.194	0.680	
4.480	-15.097	2.101	0.376	
5.227	-13.042	3.243	0.155	
5.973	-10.454	3.580	0.009	
6.720	-7.822	3.405	-0.079	
7.467	-5.440	2.944	-0.123	
8.213	-3.456	2.362	-0.137	
8.960	-1.916	1.768	-0.130	
9.707	-0.801	1.231	-0.113	
10.453	-0.055	0.783	-0.090	
11.200	0.393	0.435	-0.068	

㊲ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 3 : SV021

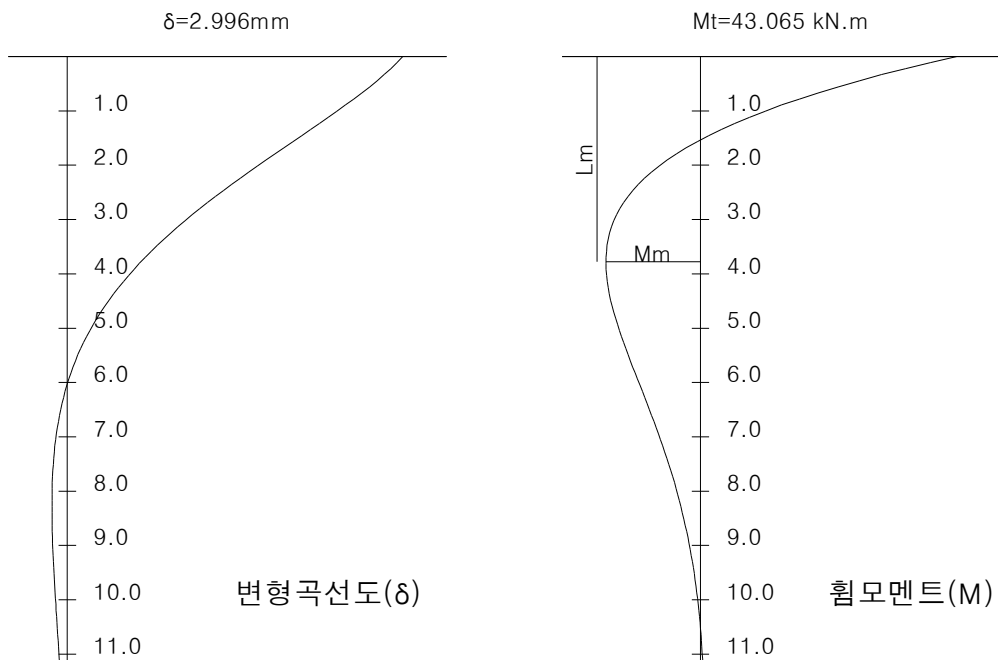
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -15.898 kN.m, 3.782 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.996 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.996 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	43.065	-40.367	2.996	
0.747	17.653	-28.004	2.583	
1.493	0.721	-17.730	2.068	
2.240	-9.403	-9.773	1.545	
2.987	-14.425	-4.027	1.073	
3.733	-15.893	-0.194	0.680	
4.480	-15.097	2.101	0.376	
5.227	-13.042	3.243	0.155	
5.973	-10.454	3.580	0.009	
6.720	-7.822	3.405	-0.079	
7.467	-5.440	2.944	-0.123	
8.213	-3.456	2.362	-0.137	
8.960	-1.916	1.768	-0.130	
9.707	-0.801	1.231	-0.113	
10.453	-0.055	0.783	-0.090	
11.200	0.393	0.435	-0.068	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 4 : SV022

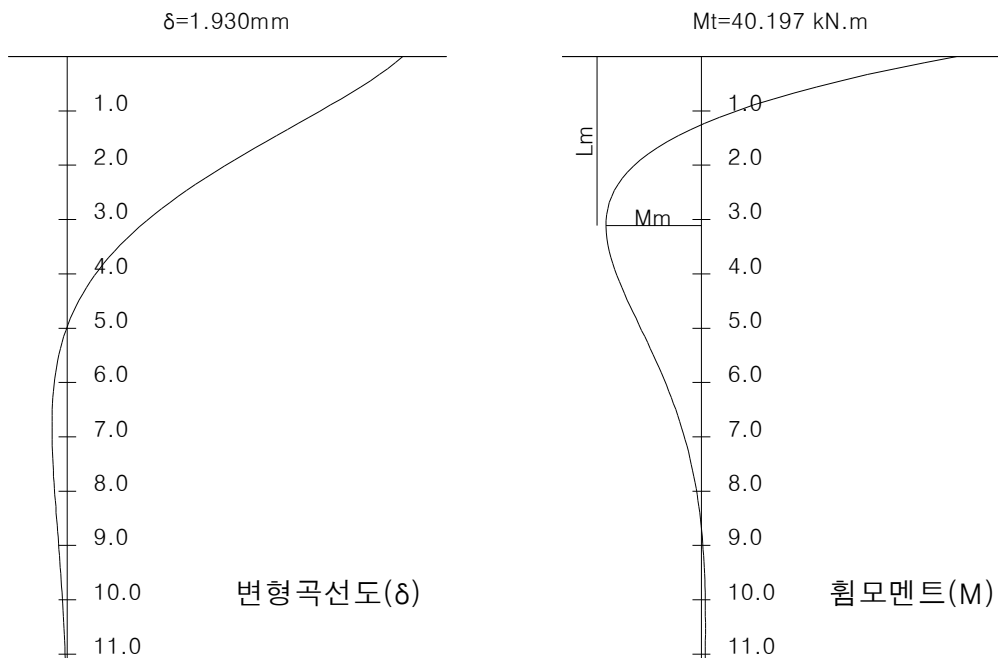
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -15.044 kN.m, 3.112 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.930 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.930 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	40.197	-45.953	1.930	
0.747	12.360	-29.144	1.594	
1.493	-4.238	-15.967	1.184	
2.240	-12.447	-6.638	0.794	
2.987	-15.000	-0.712	0.470	
3.733	-14.175	2.542	0.230	
4.480	-11.674	3.903	0.069	
5.227	-8.645	4.058	-0.027	
5.973	-5.777	3.550	-0.074	
6.720	-3.412	2.764	-0.088	
7.467	-1.658	1.943	-0.083	
8.213	-0.484	1.224	-0.068	
8.960	0.210	0.664	-0.050	
9.707	0.549	0.269	-0.033	
10.453	0.649	0.021	-0.020	
11.200	0.608	-0.115	-0.009	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉔ COMBO 1 : UL001

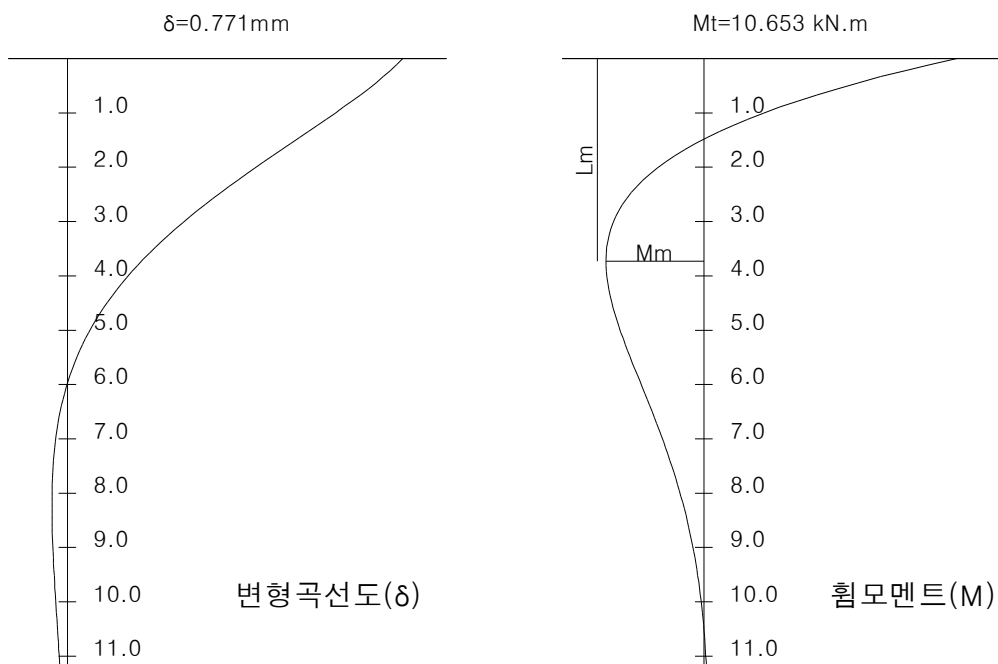
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -4.124 kN.m, 3.732 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.771 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.771 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	10.653	-10.243	0.771	
0.747	4.220	-7.068	0.662	
1.493	-0.040	-4.442	0.527	
2.240	-2.563	-2.418	0.392	
2.987	-3.793	-0.963	0.271	
3.733	-4.124	0.001	0.170	
4.480	-3.889	0.573	0.093	
5.227	-3.341	0.853	0.037	
5.973	-2.665	0.929	0.000	
6.720	-1.985	0.877	-0.022	
7.467	-1.373	0.754	-0.032	
8.213	-0.866	0.602	-0.035	
8.960	-0.474	0.449	-0.033	
9.707	-0.192	0.311	-0.029	
10.453	-0.004	0.196	-0.023	
11.200	0.107	0.108	-0.017	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉞ COMBO 2 : UL021

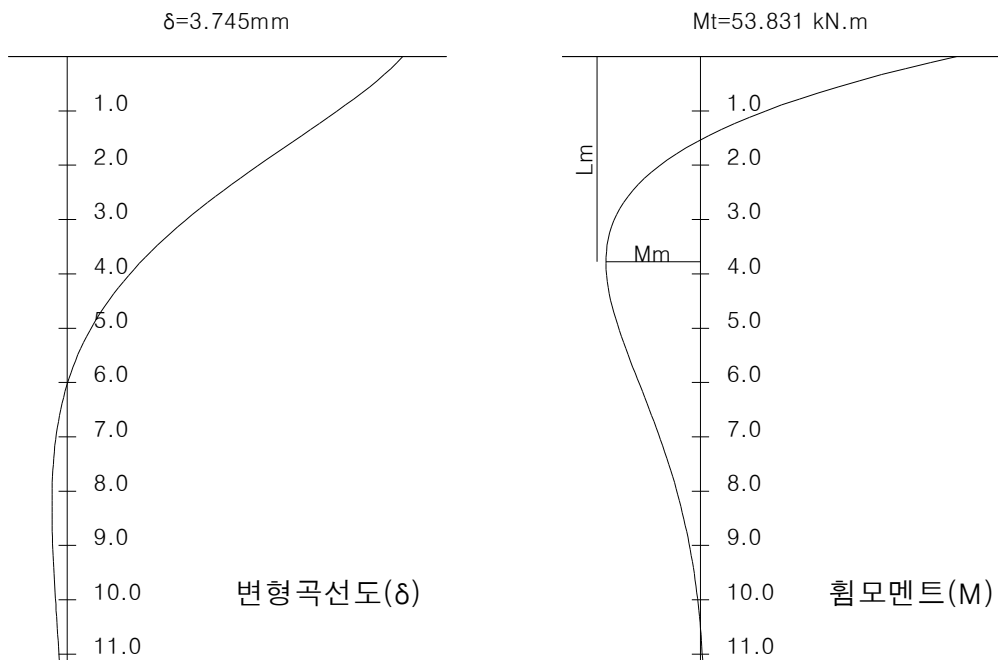
㉟ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -19.872 kN.m, 3.782 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.745 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.745 mm

㊱ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	53.831	-50.459	3.745	
0.747	22.067	-35.005	3.229	
1.493	0.902	-22.162	2.585	
2.240	-11.754	-12.217	1.931	
2.987	-18.031	-5.033	1.341	
3.733	-19.866	-0.242	0.850	
4.480	-18.871	2.626	0.469	
5.227	-16.302	4.053	0.194	
5.973	-13.068	4.475	0.011	
6.720	-9.778	4.256	-0.099	
7.467	-6.800	3.680	-0.154	
8.213	-4.320	2.952	-0.171	
8.960	-2.395	2.210	-0.163	
9.707	-1.001	1.539	-0.141	
10.453	-0.069	0.978	-0.113	
11.200	0.491	0.543	-0.085	

㊲ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 3 : UE021

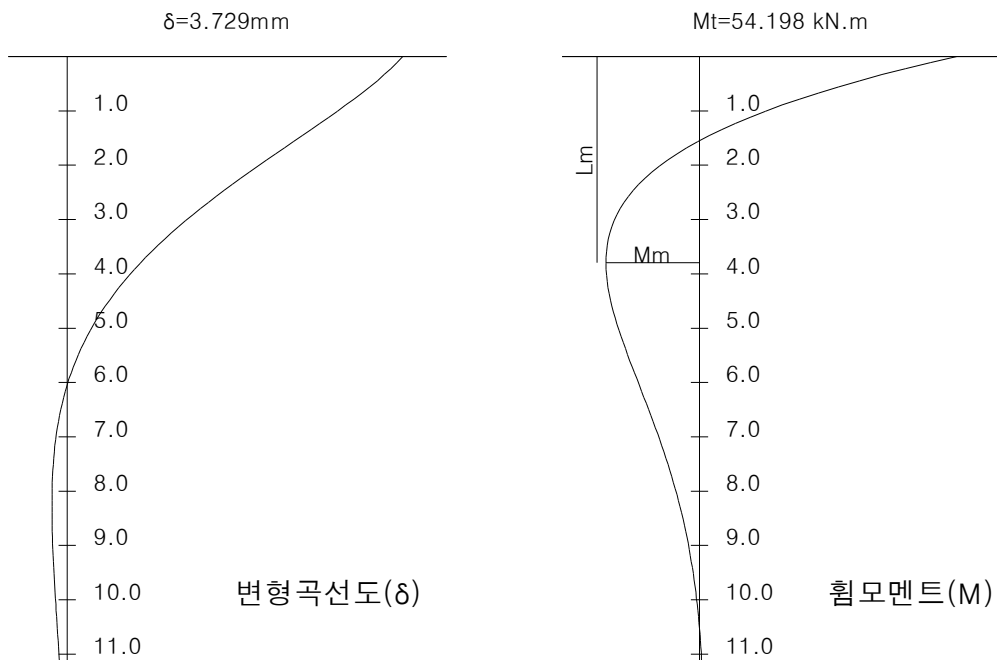
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -19.753 kN.m, 3.796 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.729 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.729 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	54.198	-50.459	3.729	
0.747	22.413	-35.056	3.221	
1.493	1.199	-22.238	2.582	
2.240	-11.516	-12.299	1.931	
2.987	-17.855	-5.111	1.343	
3.733	-19.744	-0.309	0.853	
4.480	-18.794	2.573	0.473	
5.227	-16.260	4.014	0.197	
5.973	-13.051	4.448	0.013	
6.720	-9.778	4.239	-0.097	
7.467	-6.810	3.670	-0.153	
8.213	-4.334	2.948	-0.170	
8.960	-2.411	2.210	-0.162	
9.707	-1.016	1.541	-0.140	
10.453	-0.082	0.982	-0.113	
11.200	0.481	0.547	-0.085	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 4 : UL022

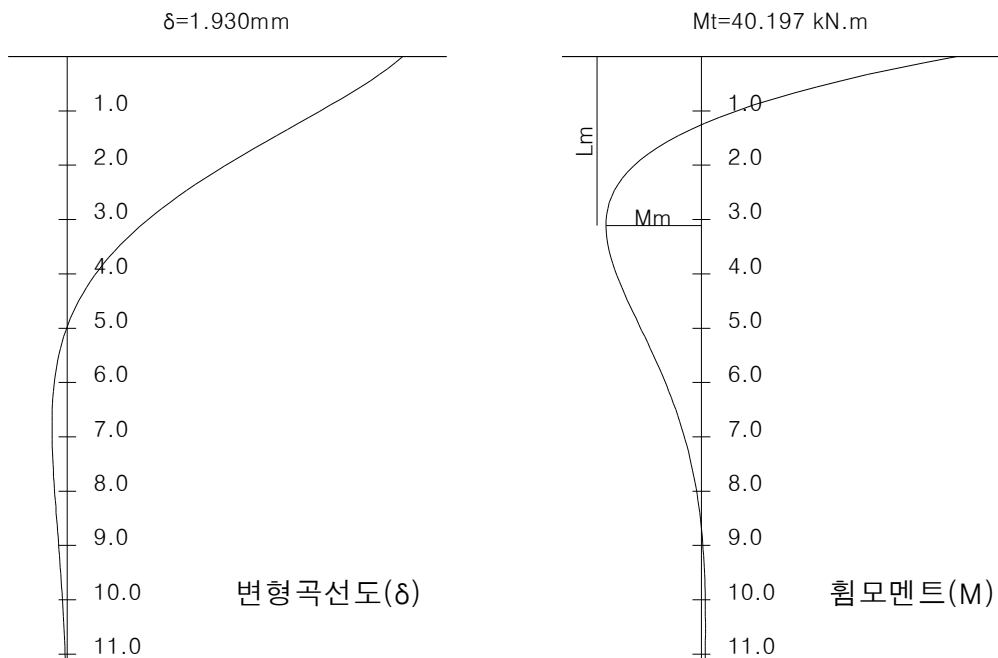
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -15.044 kN.m, 3.112 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.930 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.930 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	40.197	-45.953	1.930	
0.747	12.360	-29.144	1.594	
1.493	-4.238	-15.967	1.184	
2.240	-12.447	-6.638	0.794	
2.987	-15.000	-0.712	0.470	
3.733	-14.175	2.542	0.230	
4.480	-11.674	3.903	0.069	
5.227	-8.645	4.058	-0.027	
5.973	-5.777	3.550	-0.074	
6.720	-3.412	2.764	-0.088	
7.467	-1.658	1.943	-0.083	
8.213	-0.484	1.224	-0.068	
8.960	0.210	0.664	-0.050	
9.707	0.549	0.269	-0.033	
10.453	0.649	0.021	-0.020	
11.200	0.608	-0.115	-0.009	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



② 말뚝머리 힌지일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	8452.070	15000.002	$2EI \beta^3$	kN/m
K2	0.000	0.000	0.000	kN/rad
K3	0.000	0.000	0.000	kN/rad
K4	0.000	0.000	0.000	kN.m/rad

나) 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum (K_1 \cos^2 \theta_i + K_v \sin^2 \theta_i)$	304274.5	540000.1
Axy, Ayx	$\sum (K_v - K_1) \sin \theta_i \cos \theta_i$	0.0	0.0
Axa, Aax	$\sum \{(K_v - K_1)x_i \sin \theta_i \cos \theta_i - K_2 \cos \theta_i\}$	0.0	0.0
Ayy	$\sum (K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)$	11455740.0	11455740.0
Aya, Aay	$\sum \{K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i\} x_i + K_2 \sin \theta_i$	0.0	0.0
Aaa	$\sum \{K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i\} x_i^2 + (K_2 + K_3)x_i \sin \theta_i + K_4\}$	56467251.8	56467251.8
일반식	$\begin{bmatrix} \delta_x \\ \delta_y \\ \alpha \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} A_{xx} & A_{xy} & A_{xa} \\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya} \\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa} \end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix} H_o \\ V_o \\ M_o \end{bmatrix}$		

구 분	사용하중			구 분	계수하중		
	$\delta x(m)$	$\delta y(m)$	$\alpha(rad)$		$\delta x(m)$	$\delta y(m)$	$\alpha(rad)$
COMBO 1	0.0047760	0.0012851	0.0003451	COMBO 1	0.0012119	0.0018381	0.0001089
COMBO 2	0.0047760	0.0011899	0.0003972	COMBO 2	0.0059700	0.0014874	0.0004965
COMBO 3	0.0047760	0.0011899	0.0003972	COMBO 3	0.0059700	0.0011610	0.0004857
COMBO 4	0.0030636	0.0010881	0.0003112	COMBO 4	0.0030636	0.0010881	0.0003112

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 4.776 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	0.0047760	0.0024065	0.0003451	765.792	40.367	0.000
	2	0.0047760	0.0019580	0.0003451	623.050	40.367	0.000
	3	0.0047760	0.0015094	0.0003451	480.308	40.367	0.000
	4	0.0047760	0.0010608	0.0003451	337.566	40.367	0.000
	5	0.0047760	0.0006122	0.0003451	194.825	40.367	0.000
	6	0.0047760	0.0001637	0.0003451	52.083	40.367	0.000
COMBO 2	1	0.0047760	0.0024809	0.0003972	789.465	40.367	0.000
	2	0.0047760	0.0019645	0.0003972	625.141	40.367	0.000
	3	0.0047760	0.0014481	0.0003972	460.817	40.367	0.000
	4	0.0047760	0.0009317	0.0003972	296.494	40.367	0.000
	5	0.0047760	0.0004153	0.0003972	132.170	40.367	0.000
	6	0.0047760	-0.0001010	0.0003972	-32.154	40.367	0.000
COMBO 3	1	0.0047760	0.0024809	0.0003972	789.465	40.367	0.000
	2	0.0047760	0.0019645	0.0003972	625.141	40.367	0.000
	3	0.0047760	0.0014481	0.0003972	460.817	40.367	0.000
	4	0.0047760	0.0009317	0.0003972	296.494	40.367	0.000
	5	0.0047760	0.0004153	0.0003972	132.170	40.367	0.000
	6	0.0047760	-0.0001010	0.0003972	-32.154	40.367	0.000
COMBO 4	1	0.0030636	0.0020995	0.0003112	668.106	45.953	0.000
	2	0.0030636	0.0016950	0.0003112	539.363	45.953	0.000
	3	0.0030636	0.0012904	0.0003112	410.621	45.953	0.000
	4	0.0030636	0.0008858	0.0003112	281.878	45.953	0.000
	5	0.0030636	0.0004812	0.0003112	153.136	45.953	0.000
	6	0.0030636	0.0000767	0.0003112	24.393	45.953	0.000

- 계수하중 조합

구 분		$\delta x(i)$	$\delta y(i)$	α	$P_n(i)$	$Ph(i)$	$M_t(i)$
COMBO 1	1	0.0012119	0.0021920	0.0001089	697.531	10.243	0.000
	2	0.0012119	0.0020504	0.0001089	652.480	10.243	0.000
	3	0.0012119	0.0019089	0.0001089	607.429	10.243	0.000
	4	0.0012119	0.0017673	0.0001089	562.378	10.243	0.000
	5	0.0012119	0.0016257	0.0001089	517.326	10.243	0.000
	6	0.0012119	0.0014841	0.0001089	472.275	10.243	0.000
COMBO 2	1	0.0059700	0.0031011	0.0004965	986.831	50.459	0.000
	2	0.0059700	0.0024557	0.0004965	781.426	50.459	0.000
	3	0.0059700	0.0018102	0.0004965	576.022	50.459	0.000
	4	0.0059700	0.0011647	0.0004965	370.617	50.459	0.000
	5	0.0059700	0.0005192	0.0004965	165.212	50.459	0.000
	6	0.0059700	-0.0001263	0.0004965	-40.192	50.459	0.000
COMBO 3	1	0.0059700	0.0027395	0.0004857	871.750	50.459	0.000
	2	0.0059700	0.0021081	0.0004857	670.828	50.459	0.000
	3	0.0059700	0.0014767	0.0004857	469.906	50.459	0.000
	4	0.0059700	0.0008453	0.0004857	268.983	50.459	0.000
	5	0.0059700	0.0002139	0.0004857	68.061	50.459	0.000
	6	0.0059700	-0.0004175	0.0004857	-132.861	50.459	0.000
COMBO 4	1	0.0030636	0.0020995	0.0003112	668.106	45.953	0.000
	2	0.0030636	0.0016950	0.0003112	539.363	45.953	0.000
	3	0.0030636	0.0012904	0.0003112	410.621	45.953	0.000
	4	0.0030636	0.0008858	0.0003112	281.878	45.953	0.000
	5	0.0030636	0.0004812	0.0003112	153.136	45.953	0.000
	6	0.0030636	0.0000767	0.0003112	24.393	45.953	0.000

■ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$$V(i) = P_n(i) \times \cos \theta(i) - P_h(i) \times \sin \theta(i)$$

$$H(i) = P_n(i) \times \sin \theta(i) + P_h(i) \times \cos \theta(i)$$

$$H_t = \sum H(i) \times N$$

$$V_t = \sum V(i) \times N$$

$$M_t = \sum (V(i) \times x(i) + M(i)) \times N$$

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.250	0	765.792	40.367	0.000	6
	2	1.950	0	623.050	40.367	0.000	6
	3	0.650	0	480.308	40.367	0.000	6
	4	-0.650	0	337.566	40.367	0.000	6
	5	-1.950	0	194.825	40.367	0.000	6
	6	-3.250	0	52.083	40.367	0.000	6
	계			14721.744	1453.223	0.000	36
COMBO 2	1	3.250	0	789.465	40.367	0.000	6
	2	1.950	0	625.141	40.367	0.000	6
	3	0.650	0	460.817	40.367	0.000	6
	4	-0.650	0	296.494	40.367	0.000	6
	5	-1.950	0	132.170	40.367	0.000	6
	6	-3.250	0	-32.154	40.367	0.000	6
	계			13631.596	1453.223	0.000	36
COMBO 3	1	3.250	0	789.465	40.367	0.000	6
	2	1.950	0	625.141	40.367	0.000	6
	3	0.650	0	460.817	40.367	0.000	6
	4	-0.650	0	296.494	40.367	0.000	6
	5	-1.950	0	132.170	40.367	0.000	6
	6	-3.250	0	-32.154	40.367	0.000	6
	계			13631.596	1453.223	0.000	36
COMBO 4	1	3.250	0	668.106	45.953	0.000	6
	2	1.950	0	539.363	45.953	0.000	6
	3	0.650	0	410.621	45.953	0.000	6
	4	-0.650	0	281.878	45.953	0.000	6
	5	-1.950	0	153.136	45.953	0.000	6
	6	-3.250	0	24.393	45.953	0.000	6
	계			12464.984	1654.319	0.000	36

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.250	0	697.531	10.243	0.000	6
	2	1.950	0	652.480	10.243	0.000	6
	3	0.650	0	607.429	10.243	0.000	6
	4	-0.650	0	562.378	10.243	0.000	6
	5	-1.950	0	517.326	10.243	0.000	6
	6	-3.250	0	472.275	10.243	0.000	6
	계			21056.513	368.743	0.000	36
COMBO 2	1	3.250	0	986.831	50.459	0.000	6
	2	1.950	0	781.426	50.459	0.000	6
	3	0.650	0	576.022	50.459	0.000	6
	4	-0.650	0	370.617	50.459	0.000	6
	5	-1.950	0	165.212	50.459	0.000	6
	6	-3.250	0	-40.192	50.459	0.000	6
	계			17039.495	1816.529	0.000	36
COMBO 3	1	3.250	0	871.750	50.459	0.000	6
	2	1.950	0	670.828	50.459	0.000	6
	3	0.650	0	469.906	50.459	0.000	6
	4	-0.650	0	268.983	50.459	0.000	6
	5	-1.950	0	68.061	50.459	0.000	6
	6	-3.250	0	-132.861	50.459	0.000	6
	계			13300.000	1816.529	0.000	36
COMBO 4	1	3.250	0	668.106	45.953	0.000	6
	2	1.950	0	539.363	45.953	0.000	6
	3	0.650	0	410.621	45.953	0.000	6
	4	-0.650	0	281.878	45.953	0.000	6
	5	-1.950	0	153.136	45.953	0.000	6
	6	-3.250	0	24.393	45.953	0.000	6
	계			12464.984	1654.319	0.000	36

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉔ COMBO 1 : SV017

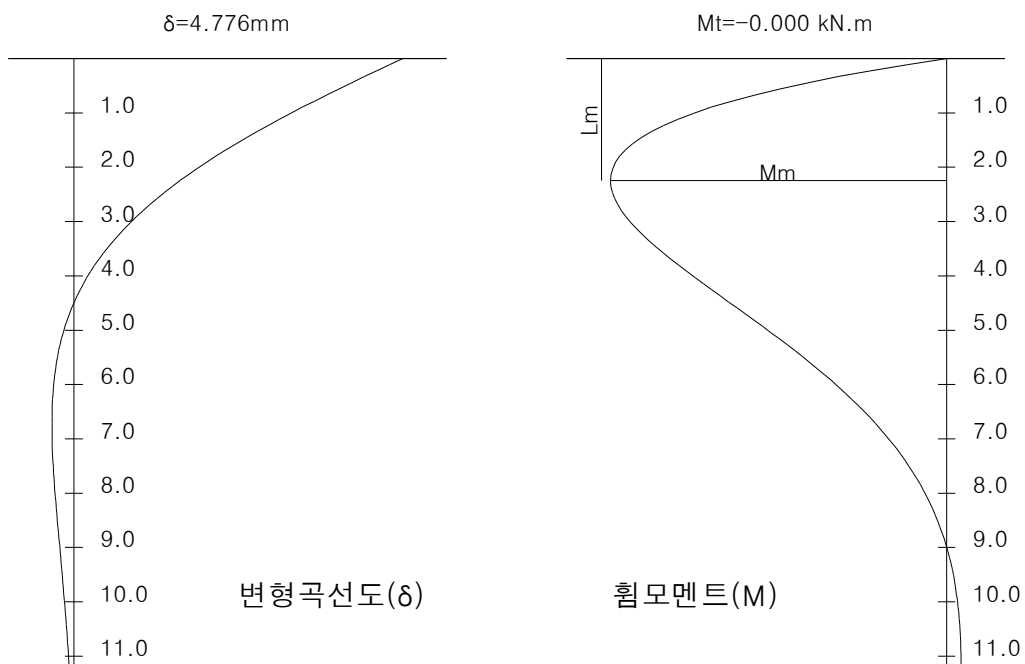
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -37.247 kN.m, 2.248 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.776 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.776 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-40.367	4.776	
0.747	-22.957	-22.024	3.555	
1.493	-34.174	-8.828	2.457	
2.240	-37.246	-0.071	1.548	
2.987	-35.164	5.133	0.846	
3.733	-30.241	7.684	0.341	
4.480	-24.147	8.391	0.005	
5.227	-17.999	7.931	-0.194	
5.973	-12.463	6.827	-0.292	
6.720	-7.870	5.455	-0.320	
7.467	-4.319	4.069	-0.303	
8.213	-1.759	2.820	-0.261	
8.960	-0.055	1.783	-0.209	
9.707	0.962	0.980	-0.156	
10.453	1.465	0.401	-0.108	
11.200	1.609	0.016	-0.068	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 2 : SV021

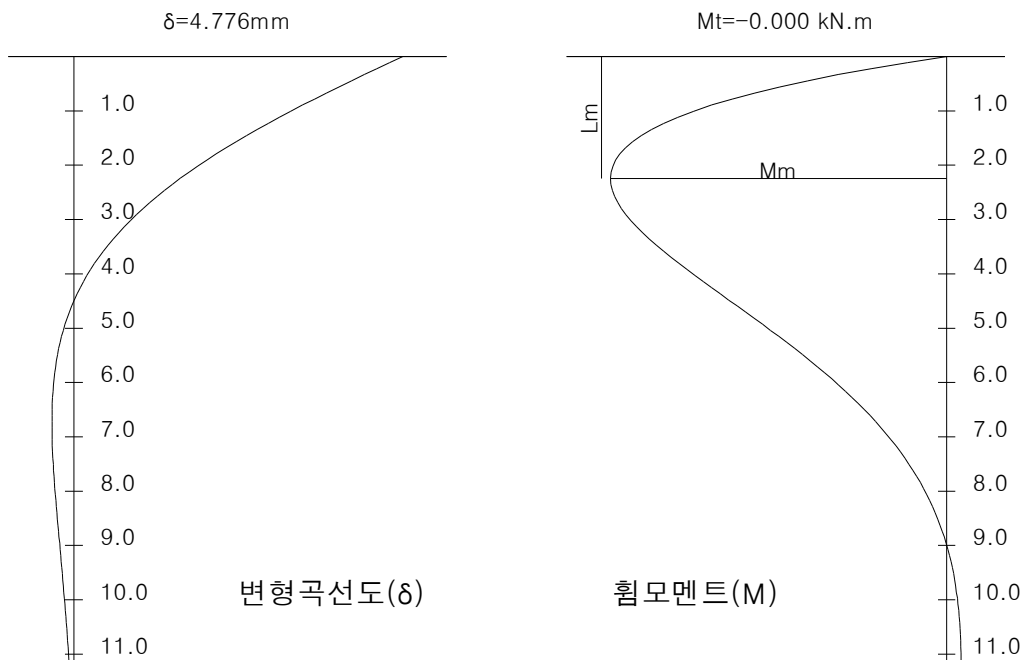
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -37.247 kN.m, 2.248 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.776 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.776 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-40.367	4.776	
0.747	-22.957	-22.024	3.555	
1.493	-34.174	-8.828	2.457	
2.240	-37.246	-0.071	1.548	
2.987	-35.164	5.133	0.846	
3.733	-30.241	7.684	0.341	
4.480	-24.147	8.391	0.005	
5.227	-17.999	7.931	-0.194	
5.973	-12.463	6.827	-0.292	
6.720	-7.870	5.455	-0.320	
7.467	-4.319	4.069	-0.303	
8.213	-1.759	2.820	-0.261	
8.960	-0.055	1.783	-0.209	
9.707	0.962	0.980	-0.156	
10.453	1.465	0.401	-0.108	
11.200	1.609	0.016	-0.068	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 3 : SV021

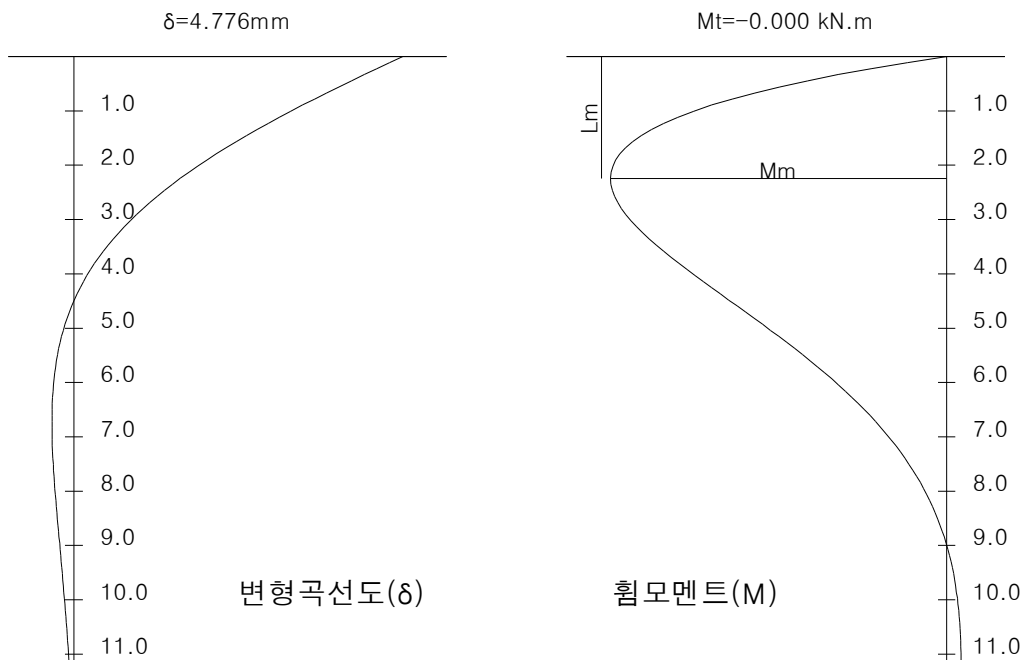
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -37.247 kN.m, 2.248 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.776 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.776 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-40.367	4.776	
0.747	-22.957	-22.024	3.555	
1.493	-34.174	-8.828	2.457	
2.240	-37.246	-0.071	1.548	
2.987	-35.164	5.133	0.846	
3.733	-30.241	7.684	0.341	
4.480	-24.147	8.391	0.005	
5.227	-17.999	7.931	-0.194	
5.973	-12.463	6.827	-0.292	
6.720	-7.870	5.455	-0.320	
7.467	-4.319	4.069	-0.303	
8.213	-1.759	2.820	-0.261	
8.960	-0.055	1.783	-0.209	
9.707	0.962	0.980	-0.156	
10.453	1.465	0.401	-0.108	
11.200	1.609	0.016	-0.068	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 4 : SV022

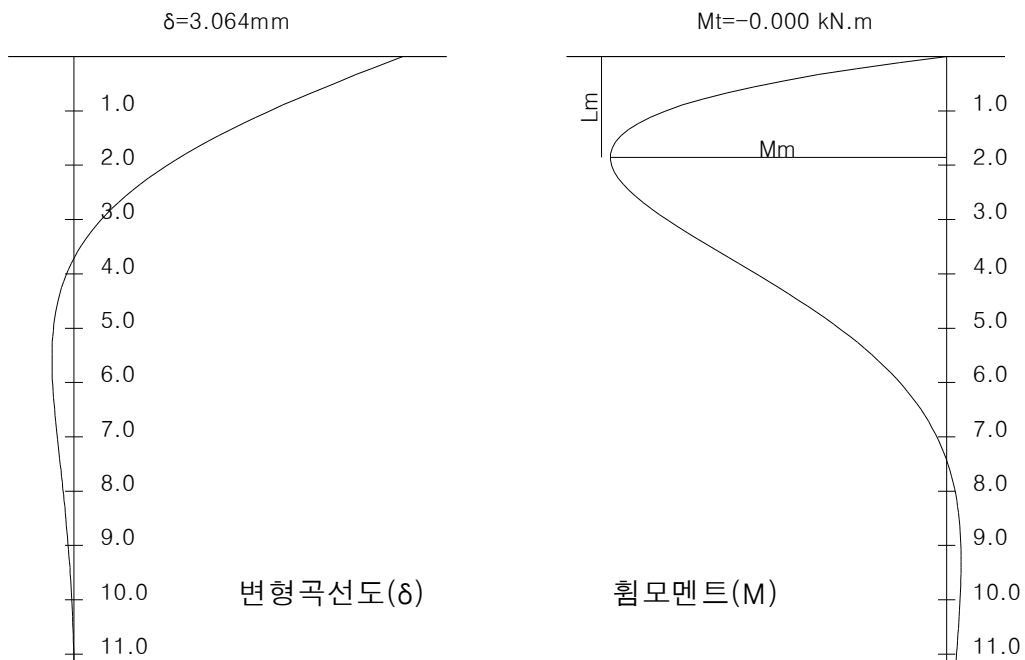
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -35.021 kN.m, 1.857 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.064 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.064 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-45.953	3.064	
0.747	-24.605	-21.441	2.123	
1.493	-34.106	-5.289	1.314	
2.240	-34.196	4.069	0.693	
2.987	-29.267	8.451	0.262	
3.733	-22.389	9.552	-0.005	
4.480	-15.474	8.747	-0.147	
5.227	-9.546	7.047	-0.201	
5.973	-5.006	5.117	-0.200	
6.720	-1.863	3.347	-0.171	
7.467	0.079	1.919	-0.130	
8.213	1.100	0.880	-0.090	
8.960	1.483	0.200	-0.055	
9.707	1.470	-0.191	-0.029	
10.453	1.250	-0.371	-0.011	
11.200	0.951	-0.413	0.001	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉔ COMBO 1 : UL001

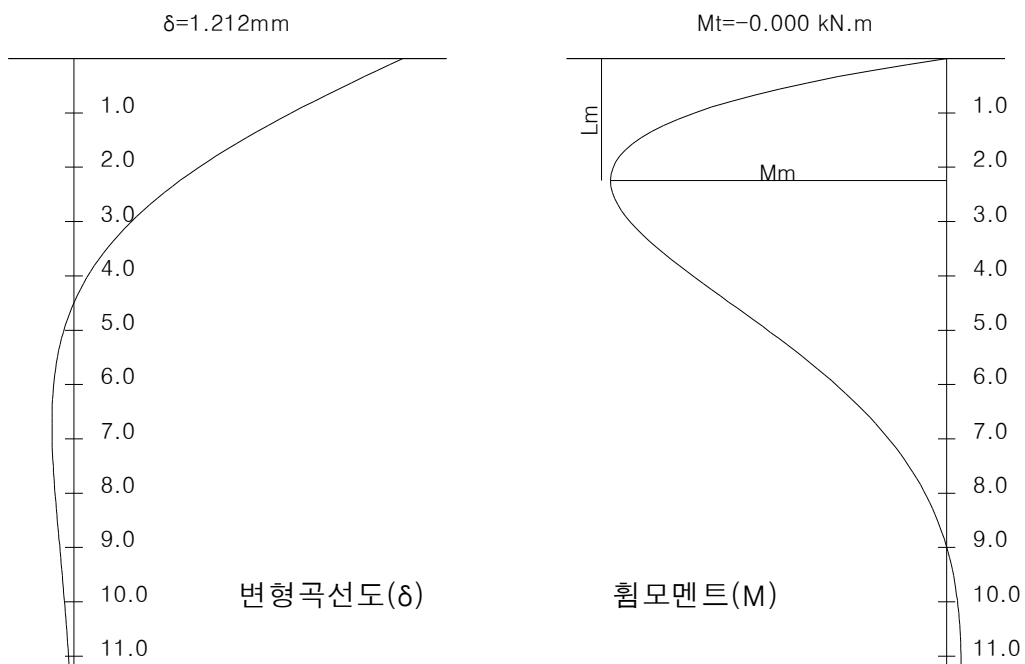
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -9.451 kN.m, 2.248 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.212 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.212 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-10.243	1.212	
0.747	-5.825	-5.588	0.902	
1.493	-8.671	-2.240	0.624	
2.240	-9.451	-0.018	0.393	
2.987	-8.923	1.303	0.215	
3.733	-7.673	1.950	0.087	
4.480	-6.127	2.129	0.001	
5.227	-4.567	2.013	-0.049	
5.973	-3.162	1.732	-0.074	
6.720	-1.997	1.384	-0.081	
7.467	-1.096	1.032	-0.077	
8.213	-0.446	0.715	-0.066	
8.960	-0.014	0.452	-0.053	
9.707	0.244	0.249	-0.040	
10.453	0.372	0.102	-0.027	
11.200	0.408	0.004	-0.017	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉞ COMBO 2 : UL021

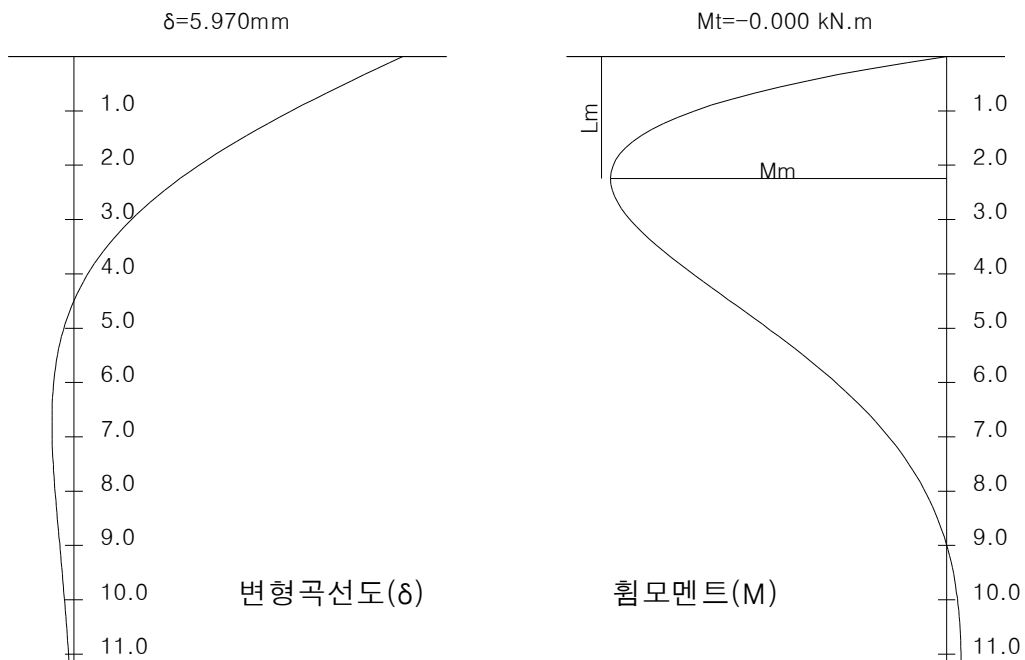
㉞ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -46.558 kN.m, 2.248 m
- 말뚝머리부의 변위 : 5.970 mm
- 지표면에서의 변위 : 5.970 mm

㉞ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-50.459	5.970	
0.747	-28.696	-27.530	4.443	
1.493	-42.717	-11.035	3.072	
2.240	-46.558	-0.089	1.935	
2.987	-43.955	6.417	1.058	
3.733	-37.801	9.604	0.426	
4.480	-30.184	10.489	0.007	
5.227	-22.499	9.914	-0.243	
5.973	-15.578	8.533	-0.366	
6.720	-9.837	6.819	-0.400	
7.467	-5.399	5.086	-0.379	
8.213	-2.199	3.525	-0.326	
8.960	-0.069	2.228	-0.261	
9.707	1.202	1.225	-0.195	
10.453	1.831	0.502	-0.135	
11.200	2.012	0.019	-0.085	

㉞ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 3 : UE021

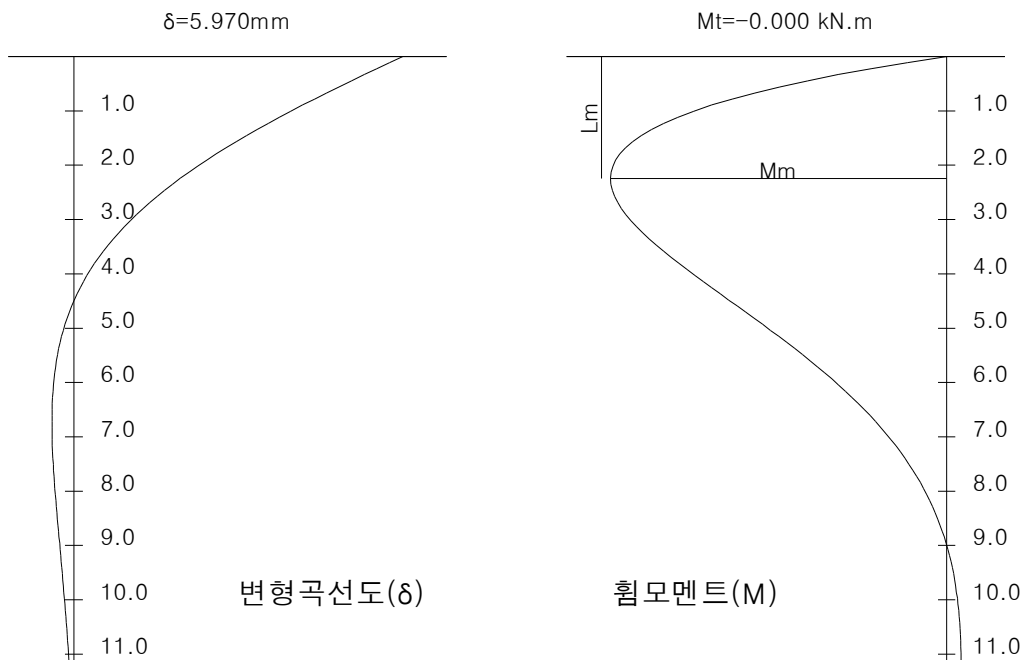
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -46.558 kN.m, 2.248 m
- 말뚝머리부의 변위 : 5.970 mm
- 지표면에서의 변위 : 5.970 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-50.459	5.970	
0.747	-28.696	-27.530	4.443	
1.493	-42.717	-11.035	3.072	
2.240	-46.558	-0.089	1.935	
2.987	-43.955	6.417	1.058	
3.733	-37.801	9.604	0.426	
4.480	-30.184	10.489	0.007	
5.227	-22.499	9.914	-0.243	
5.973	-15.578	8.533	-0.366	
6.720	-9.837	6.819	-0.400	
7.467	-5.399	5.086	-0.379	
8.213	-2.199	3.525	-0.326	
8.960	-0.069	2.228	-0.261	
9.707	1.202	1.225	-0.195	
10.453	1.831	0.502	-0.135	
11.200	2.012	0.019	-0.085	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 4 : UL022

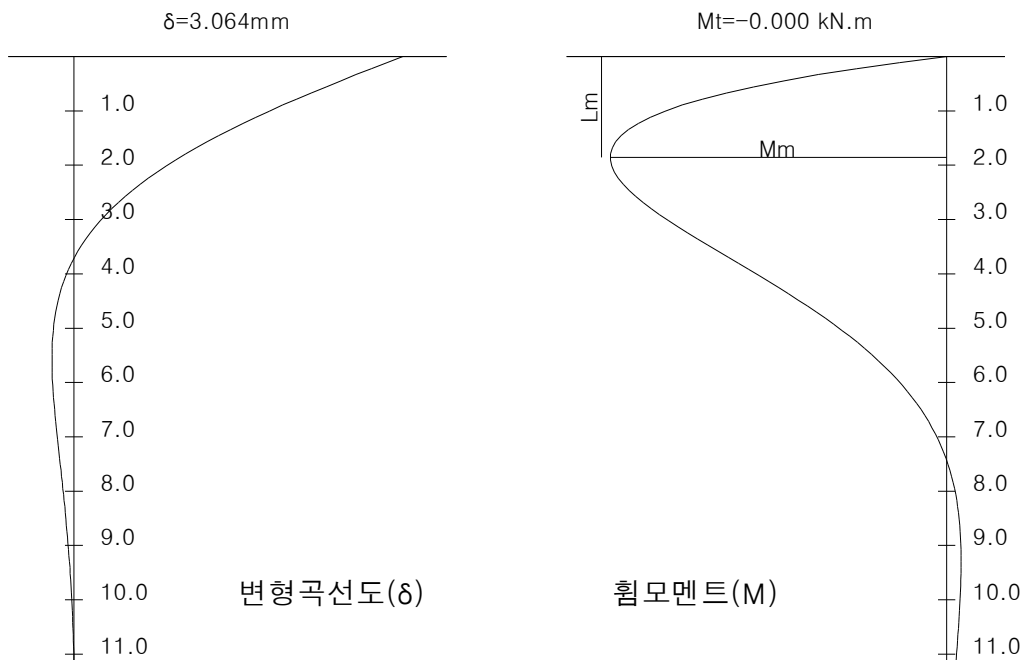
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -35.021 kN.m, 1.857 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.064 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.064 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-45.953	3.064	
0.747	-24.605	-21.441	2.123	
1.493	-34.106	-5.289	1.314	
2.240	-34.196	4.069	0.693	
2.987	-29.267	8.451	0.262	
3.733	-22.389	9.552	-0.005	
4.480	-15.474	8.747	-0.147	
5.227	-9.546	7.047	-0.201	
5.973	-5.006	5.117	-0.200	
6.720	-1.863	3.347	-0.171	
7.467	0.079	1.919	-0.130	
8.213	1.100	0.880	-0.090	
8.960	1.483	0.200	-0.055	
9.707	1.470	-0.191	-0.029	
10.453	1.250	-0.371	-0.011	
11.200	0.951	-0.413	0.001	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



5) 말뚝의 안정성 검토

① 말뚝의 허용지지력 검토

가) 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 군말뚝의 영향 없음

$$R_a = 1/n \times R_u$$

$R_{a1} = 1730.000 \text{ kN}$ (평상시) : 『지반조사보고서』 참조

$R_{a2} = 2595.000 \text{ kN}$ (지진시) : 『지반조사보고서』 참조

나) 말뚝의 허용 수평변위 검토

평상시의 말뚝의 허용 수평변위 $\delta_a = 15.000 > \delta = 4.7760 \text{ mm}$ 0.K

지진시의 말뚝의 허용 수평변위 $\delta_a = 15.000 > \delta = 3.0636 \text{ mm}$ 0.K

다) 말뚝의 허용인발력

$P_{a1} = 205.700 \text{ kN}$ (평상시) : 『지반조사보고서』 참조

$P_{a2} = 308.544 \text{ kN}$ (지진시) : 『지반조사보고서』 참조

라) 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	$R_a(\text{kN})$	$P_a(\text{kN})$	비 고
COMBO 1	FIX	795.351	22.524	1730.000	205.696	0.K
	HINGE	765.792	52.083	1730.000	205.696	0.K
COMBO 2	FIX	817.859	-60.548	1730.000	205.696	0.K
	HINGE	789.465	-32.154	1730.000	205.696	0.K
COMBO 3	FIX	817.859	-60.548	1730.000	205.696	0.K
	HINGE	789.465	-32.154	1730.000	205.696	0.K
COMBO 4	FIX	694.610	-2.110	2595.000	308.544	0.K
	HINGE	668.106	24.393	2595.000	308.544	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 : 11.30 m

이음개소수 : 0 개소

말뚝이음에 의한 허용응력 감소율 : 0.00%

장경비 (L/D) = 11.20/0.500 = 22.400 < 85 이므로 장경비에 따른 감소 없음.

따라서 허용응력의 총 감소율은 0.00% 적용

나) 말뚝의 휨응력 검토

말뚝타설시 항타로 인한 말뚝머리 파손이나 지지지반의 불균등 등으로 인하여 부득이 말뚝머리를 절단해야하는 경우가 있다. 이때 PC말뚝인 경우에는 절단된 위치로부터 일정구간까지

이미 도입된 프리스트레스가 감소하게 된다. 『깊은기초. 한국지반공학회 저』 7.5.2.2

허용 휨압축응력 f_{ca} = 28.000 MPa (평상시)

= 42.000 MPa (지진시)

허용 휨인장응력 f_{ta} = 0.000 MPa (평상시)

= -5.000 MPa (지진시)

★ 지중에 M_{max} 가 발생하는 경우

$$f = f_{ce1} \pm M/Z_e + V/A_e$$

$$= 4.104 \pm M / 9906000.0 + V / 108500.0$$

★ 두부에 M_{max} 가 발생하는 경우

$$f = f_{ce2} \pm M/Z_e + V/A_e$$

$$= 0.000 \pm M / 9906000.0 + V / 108500.0$$

구 분		V(kN)	M(kN.m)	f_c	f_{ca}	f_t	f_{ta}	비 고
COMBO 1	FIX	795.351	44.832	11.856	28.00	2.805	0.00	0.K
	HINGE	765.792	37.247	14.922	28.00	7.402	0.00	0.K
COMBO 2	FIX	817.859	43.065	11.885	28.00	3.191	0.00	0.K
	HINGE	789.465	37.247	15.140	28.00	7.620	0.00	0.K
COMBO 3	FIX	817.859	43.065	11.885	28.00	3.191	0.00	0.K
	HINGE	789.465	37.247	15.140	28.00	7.620	0.00	0.K
COMBO 4	FIX	694.610	40.197	10.460	42.00	2.344	-5.00	0.K
	HINGE	668.106	35.021	13.797	42.00	6.726	-5.00	0.K

다) 말뚝의 전단응력 검토

$$\tau_{sa} = 0.850 \text{ MPa (평상시)}$$

$$= 1.250 \text{ MPa (지진시)}$$

$$\tau = \alpha \times H_o / A_p$$

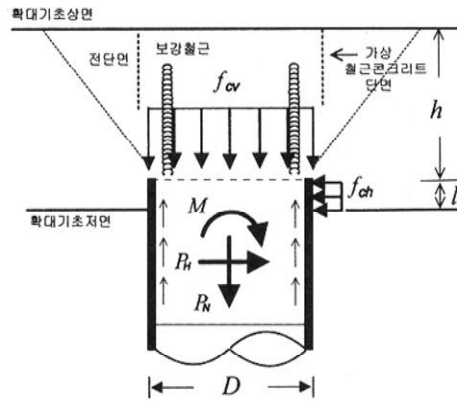
$$\alpha = 4 \times (D^2 + D \times d + d^2) / (3 \times (D^2 + d^2))$$

$$= 4 \times (500.0^2 + 500.0 \times 340.0 + 340.0^2) / (3 \times (500.0^2 + 340.0^2))$$

$$= 1.953 : \text{전단형상계수}$$

구 분		H(kN)	τ	τ_{sa}	비 고
COMBO 1	FIX	40.367	0.727	0.850	0.K
	HINGE	40.367	0.727	0.850	0.K
COMBO 2	FIX	40.367	0.727	0.850	0.K
	HINGE	40.367	0.727	0.850	0.K
COMBO 3	FIX	40.367	0.727	0.850	0.K
	HINGE	40.367	0.727	0.850	0.K
COMBO 4	FIX	45.953	0.827	1.250	0.K
	HINGE	45.953	0.827	1.250	0.K

6) 말뚝과 확대기초의 결합부 검토



① 압입력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수직지압응력

$$f_{cv} = \frac{P_{Nmax}}{\frac{\pi}{4} D^2} \leq f_{ca}$$

f_{ck} : 콘크리트의 설계기준강도(MPa)

P_{Nmax} : 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)

$$\begin{aligned} f_{cv} &= 817859.2 / (\pi/4 \times 500^2) \\ &= 4.165 \text{ MPa} \leq f_{ca} = 6.750 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

* 수직지압응력(f_{cv}) 검토 (지진시)

$$\begin{aligned} f_{cv} &= 694609.5 / (\pi/4 \times 500^2) \\ &= 3.538 \text{ MPa} \leq f_{ca}' = 8.978 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

b. 확대기초 콘크리트의 압발전단응력

$$\tau_v = \frac{P_{N \max}}{\pi(D+h)h} \leq \tau_{a3}$$

τ_{a3} : 상시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) , (해설표 참조)

$\tau_{a3'}$: 지진시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) , (해설표 참조)

h : 확대기초의 유효두께 (mm)

-해설 표. 확대기초의 허용수직압발전단응력, τ_{a3} (MPa)

콘크리트의 설계기준강도 f_{ck}		21	24	27	30
허용압발 전단응력	상시 (τ_{a3})	0.85	0.90	0.95	1.00
	지진시 ($\tau_{a3'}$)	1.131	1.197	1.264	1.330

* 압발전단응력(τ_v) 검토 (상시)

$$\begin{aligned} \tau_v &= 817859.2 / \{ \pi \times (500 + 1900) \times 1900 \} \\ &= 0.057 \text{ MPa} \leq \tau_{a3} = 0.950 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

* 압발전단응력(τ_v) 검토 (지진시)

$$\begin{aligned} \tau_v &= 694609.5 / \{ \pi \times (500 + 1900) \times 1900 \} \\ &= 0.048 \text{ MPa} \leq \tau_{a3'} = 1.264 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 인발력에 대한 검토

원칙적으로 인발력에 대한 검토는 하지 않아도 된다. [도로교 설계기준 해설(하부구조편) P292]

③ 수평력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수평지압응력

$$f_{ch} = \frac{P_{H \max}}{D \cdot l} \leq f_{ca}$$

$P_{H \max}$: 상시와 지진시, 말뚝머리에 작용하는 최대 말뚝축직각방향력 (N)

l : 말뚝의 매입길이 = 100 mm

* 수평지압응력(f_{ch}) 검토 (상시)

$$\begin{aligned} f_{ch} &= 40367.318 / (500 \times 100) \\ &= 0.807 \text{ MPa} \leq f_{ca} = 6.750 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

* 수평지압응력(f_{ch}) 검토 (지진시)

$$\begin{aligned} f_{ch} &= 45953.298 / (500 \times 100) \\ &= 0.919 \text{ MPa} \leq f_{ca'} = 8.978 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

b. 확대기초 단부 말쪽에 대한 수평압발전단응력

$$\tau_h = \frac{P_{Hmax}}{h'(2l + D + 2h')} \leq \tau_{a3}$$

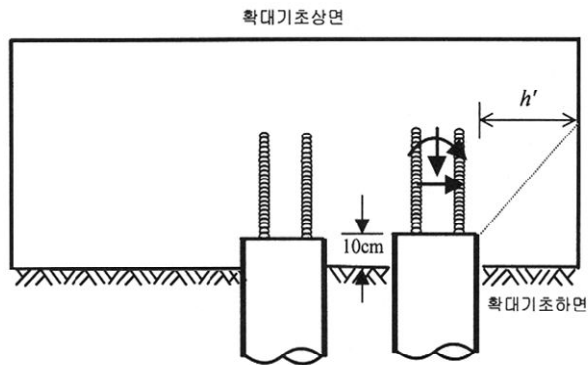
h' : 수평방향의 압발전단에 저항하는 확대기초의 유효두께 (m)

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (상시)

$$\begin{aligned} \tau_h &= 40367.318 / \{400 \times (200 + 500 + 800)\} \\ &= 0.067 \text{ MPa} \leq \tau_{a3} = 0.950 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (지진시)

$$\begin{aligned} \tau_h &= 45953.298 / \{400 \times (200 + 500 + 800)\} \\ &= 0.077 \text{ MPa} \leq \tau_{a3'} = 1.264 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$



④ 철근정착

$$L_o = \frac{f_{sa1} A_{st}}{\tau_{oa} U}$$

f_{sa1} : 이형철근의 허용인장응력 (MPa) , (해설표 참조)

A_{st} : 이형철근의 공칭단면적 (mm^2) , (해설표 참조)

U : 이형철근의 공칭둘레길이 (mm)

τ_{oa} : 콘크리트의 허용부착응력 (MPa) , (해설표 참조)

$d1$: 이형철근의 공칭지름 (mm)

- 해설 표. 이형철근의 허용응력, f_{sa1} (MPa)

철근의 종류	SD30	SD35	SD40
인장 및 압축응력	150	175	180

- 해설 표. 이형철근의 표준치수

철근의 종류, D(mm)	D19	D22	D25	D29	D32
공칭지름, d1(mm)	19.1	22.2	25.4	28.6	31.8
공칭단면적, $A_{st}(\text{mm}^2)$	286.5	387.1	506.7	642.4	794.2
공칭둘레, U(mm)	60.0	70.0	80.0	90.0	100.0

- 해설 표. 콘크리트의 허용부착응력, τ_{oa} (MPa)

콘크리트의 설계기준강도 (f_{ck})	21.0	24.0	27.0	30.0
이형철근과 콘크리트의 허용부착응력 (τ_{oa})	1.4	1.6	1.7	1.8

★ 철근의 정착길이

일반적으로, $L_o \geq L_{\min} = 35d1$ 로 하는 것이 좋다. $L_{\min} = 35 \times 19.1 = 668.5 \text{ mm}$

$$L_o = 150.000 \times 286.500 / (1.700 \times 60.000) = 421.324 (\leq 668.500) \\ = 668.5 (\text{mm})$$

이때, 정착길이는 다음을 만족하여야 한다.

$$L \geq L_o + D/2 = 668.5 + 500/2 = 918.5 \text{ mm}$$

⑤ 확대기초 속에 말뚝머리부분의 매입길이는 최소한 100 mm로 한다.

⑥ 연직 지압강도에 대한 검토 (콘 · 설 · 해 6.8 지압강도)

$$\phi V_n = \phi (0.85 f_{ck} A_1)$$

A1 : 재하면적 (mm²)

A2 : 지지면적 (mm²)

★ 연직지압강도

$$\begin{aligned}\phi V_n &= 0.700 \times (0.85 \times 27.0 \times 196349.5) \\ &= 3154355.374 \text{ N} \geq P_{N\max} = 1022323.996 \text{ N} \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

⑦ PUNCHING 전단강도에 대한 검토 (콘 · 설 · 해 7.12.2 2방향 거동에 대한 전단강도)

$$\phi V_n = \phi \left(\frac{1}{3} \sqrt{f_{ck}} \cdot b_p \cdot d \right)$$

d : 유효깊이 (말뚝위치의 단면두께 - 저판에서의 철근덮개)

b_p : $\pi \times$ (말뚝직경 + d)

★ PUNCHING 전단강도

$$\begin{aligned}\phi V_n &= 0.800 \times \left(\frac{1}{3} \times \sqrt{27.0} \times 7382.7 \times 1850 \right) \\ &= 18925182.566 \text{ N} \geq P_{N\max} = 1022323.996 \text{ N} \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

14. PILE 교축방향 검토

1) 설계조건

① 말뚝의 제원

말뚝 종류	직경(mm)	두께(mm)	종별	길이(m)
내부굴착PC.PHC말뚝	500	80	A	11.200

※ 말뚝길이는 기초평면에 묻힌 100mm는 제외한 길이로 계산한다.

콘크리트 설계기준강도 $f_{ck} = 80.0 \text{ MPa}$

콘크리트 탄성계수 $E_p = 40000.0 \text{ MPa}$

유효프리스트레스(본체) $f_{ce1} = 4.10 \text{ MPa}$

유효프리스트레스(두부) $f_{ce2} = 0.00 \text{ MPa}$

콘크리트 환산단면적 $A_e = 0.1085 \text{ m}^2$

환산 단면2차모멘트 $I_e = 0.00248 \text{ m}^4$

환산 단면계수 $Z_e = 0.00991 \text{ m}^3$

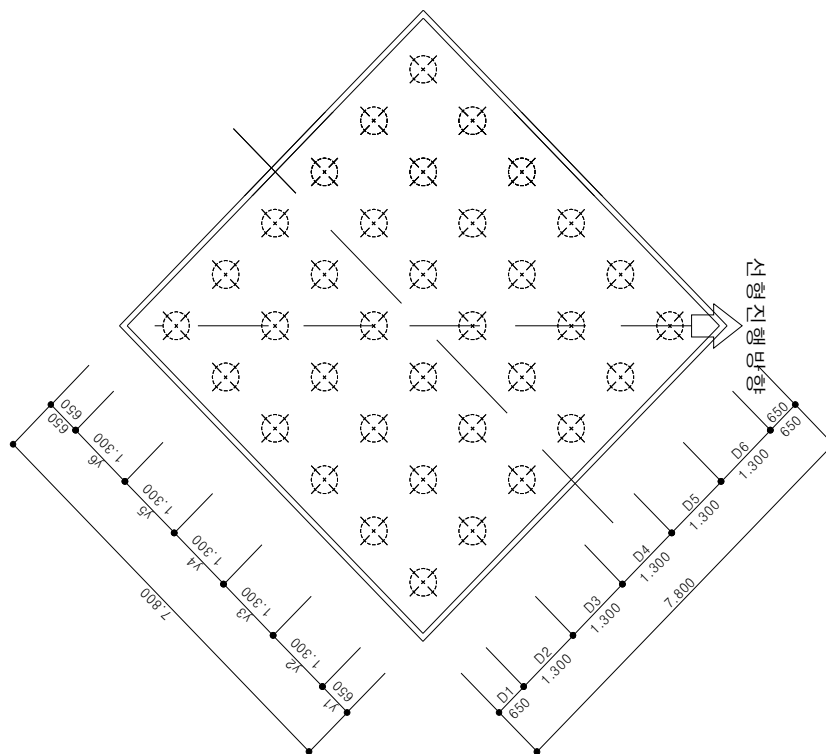
말뚝 머리의 평균 N치 $N = 10$

말뚝 선단의 평균 N치 $N = 50$

말뚝 선단의 근입깊이 $D_f = 1.0 \text{ m}$

원지반으로부터 돌출된 길이 $h = 0.0 \text{ m}$

② 말뚝의 배치



2) 말뚝도심에서의 작용하중

구 분		Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	비 고
사용하중	COMBO 1	14721.744	1453.223	19484.246	SVB17
	COMBO 2	13631.596	1453.223	22430.189	SVB21
	COMBO 3	13631.596	1453.223	22430.189	SVB21
	COMBO 4	12464.984	1654.319	17573.356	SVB22
계수하중	COMBO 1	21056.513	368.743	6149.481	ULB01
	COMBO 2	17039.495	1816.529	28037.736	ULB21
	COMBO 3	13300.000	1816.529	27425.875	UEB21
	COMBO 4	12464.984	1654.319	17573.356	ULB22

3) 말뚝의 특성치 계산

① 말뚝의 축방향 스프링정수

$$\begin{aligned} A_p &= A_e &&= 0.1085 \text{ m}^2 \quad ; \text{ 말뚝의 환산단면적} \\ a &= 0.013 \times (L/D) + 0.53 &&= 0.821 \\ K_v &= a \times A_p \times E_p / L &&= 318215.000 \text{ kN/m} \quad ; \text{ 말뚝의 축방향 스프링정수} \end{aligned}$$

② 말뚝의 축직각방향 스프링정수

: $1/\beta$ 가정된 값이 계산된 값과 일치할 때까지 반복 계산

$$B_H = \sqrt{\frac{D}{\beta}} \quad k_{HO} = \frac{1}{0.3} \alpha E_o \quad k_H = k_{HO} \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-\frac{3}{4}}$$

$\alpha = 1$ (평상시), 2 (지진시)

$$E_o = 1000 \times N = 1000 \times 10 = 10000 \text{ kN/m}^2$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$$

가) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 평상시

가정된 $1/\beta$ (m)	계산치 $1/\beta$ (m)	$K_h(\text{kN/m}^2)$
0.500	2.430	22724.39
2.430	2.818	12560.11
2.818	2.858	11881.00
2.858	2.862	11819.25
2.862	2.862	11813.47
2.862	2.862	11812.93
2.862	2.862	11812.88

$$K_h = 11812.88 \text{ kN/m}^2$$

$$\beta = 0.349 \text{ m}^{-1}$$

$$\beta L = 0.349 \times 11.2000 = 3.913 \geq 2.5 \quad \therefore \text{반무한장 말뚝으로 설계한다.}$$

나) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 지진시

가정된 $1/\beta$ (m)	계산치 $1/\beta$ (m)	$K_h(\text{kN/m}^2)$
0.500	2.044	45448.77
2.044	2.332	26806.80
2.332	2.361	25512.34
2.361	2.364	25394.24
2.364	2.364	25383.19
2.364	2.364	25382.16
2.364	2.364	25382.06

$$K_h = 25382.05 \text{ kN/m}^2$$

$$\beta = 0.423 \text{ m}^{-1}$$

$$\beta L = 0.423 \times 11.2000 = 4.738 \geq 2.5 \quad \therefore \text{반무한장 말뚝으로 설계한다.}$$

4) 말뚝의 변위 및 부재력

① 말뚝머리 고정일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	16904.139	30000.005	$4EI \beta^3$	kN/m
K2	24189.697	35458.139	$2EI \beta^2$	kN/rad
K3	24189.697	35458.139	$2EI \beta^2$	kN/rad
K4	69230.550	83818.627	$2EI \beta$	kN.m/rad

나) 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum (K_1 \cos^2 \theta_i + K_v \sin^2 \theta_i)$	608549.0	1080000.2
Axy, Ayx	$\sum (K_v - K_1) \sin \theta_i \cos \theta_i$	0.0	0.0
Axa, Aax	$\sum \{(K_v - K_1)x_i \sin \theta_i \cos \theta_i - K_2 \cos \theta_i\}$	-870829.1	-1276493.0
Ayy	$\sum (K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)$	11455740.0	11455740.0
Aya, Aay	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i + K_2 \sin \theta_i\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i^2 + (K_2 + K_3)x_i \sin \theta_i + K_4\}$	58959551.6	59484722.3
일반식	$\begin{bmatrix} \delta_x \\ \delta_y \\ \alpha \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} A_{xx} & A_{xy} & A_{xa} \\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya} \\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa} \end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix} H_o \\ V_o \\ M_o \end{bmatrix}$		

구 분	사용하중			구 분	계수하중		
	$\delta x(m)$	$\delta y(m)$	$\alpha(rad)$		$\delta x(m)$	$\delta y(m)$	$\alpha(rad)$
COMBO 1	0.0029227	0.0012851	0.0003736	COMBO 1	0.0007715	0.0018381	0.0001157
COMBO 2	0.0029957	0.0011899	0.0004247	COMBO 2	0.0037447	0.0014874	0.0005309
COMBO 3	0.0029957	0.0011899	0.0004247	COMBO 3	0.0037295	0.0011610	0.0005202
COMBO 4	0.0019299	0.0010881	0.0003368	COMBO 4	0.0019299	0.0010881	0.0003368

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 2.996 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	0.0029227	0.0024994	0.0003736	795.351	40.367	-44.832
	2	0.0029227	0.0020137	0.0003736	640.786	40.367	-44.832
	3	0.0029227	0.0015280	0.0003736	486.220	40.367	-44.832
	4	0.0029227	0.0010422	0.0003736	331.655	40.367	-44.832
	5	0.0029227	0.0005565	0.0003736	177.089	40.367	-44.832
	6	0.0029227	0.0000708	0.0003736	22.524	40.367	-44.832
COMBO 2	1	0.0029957	0.0025701	0.0004247	817.859	40.367	-43.065
	2	0.0029957	0.0020181	0.0004247	642.178	40.367	-43.065
	3	0.0029957	0.0014660	0.0004247	466.496	40.367	-43.065
	4	0.0029957	0.0009139	0.0004247	290.815	40.367	-43.065
	5	0.0029957	0.0003618	0.0004247	115.133	40.367	-43.065
	6	0.0029957	-0.0001903	0.0004247	-60.548	40.367	-43.065
COMBO 3	1	0.0029957	0.0025701	0.0004247	817.859	40.367	-43.065
	2	0.0029957	0.0020181	0.0004247	642.178	40.367	-43.065
	3	0.0029957	0.0014660	0.0004247	466.496	40.367	-43.065
	4	0.0029957	0.0009139	0.0004247	290.815	40.367	-43.065
	5	0.0029957	0.0003618	0.0004247	115.133	40.367	-43.065
	6	0.0029957	-0.0001903	0.0004247	-60.548	40.367	-43.065
COMBO 4	1	0.0019299	0.0021828	0.0003368	694.610	45.953	-40.197
	2	0.0019299	0.0017449	0.0003368	555.266	45.953	-40.197
	3	0.0019299	0.0013070	0.0003368	415.922	45.953	-40.197
	4	0.0019299	0.0008692	0.0003368	276.578	45.953	-40.197
	5	0.0019299	0.0004313	0.0003368	137.234	45.953	-40.197
	6	0.0019299	-0.0000066	0.0003368	-2.110	45.953	-40.197

- 계수하중 조합

구 분		$\delta x(i)$	$\delta y(i)$	α	$P_n(i)$	$Ph(i)$	$M_t(i)$
COMBO 1	1	0.0007715	0.0022141	0.0001157	704.555	10.243	-10.653
	2	0.0007715	0.0020637	0.0001157	656.694	10.243	-10.653
	3	0.0007715	0.0019133	0.0001157	608.833	10.243	-10.653
	4	0.0007715	0.0017629	0.0001157	560.973	10.243	-10.653
	5	0.0007715	0.0016125	0.0001157	513.112	10.243	-10.653
	6	0.0007715	0.0014621	0.0001157	465.252	10.243	-10.653
COMBO 2	1	0.0037447	0.0032127	0.0005309	1022.324	50.459	-53.831
	2	0.0037447	0.0025226	0.0005309	802.722	50.459	-53.831
	3	0.0037447	0.0018325	0.0005309	583.120	50.459	-53.831
	4	0.0037447	0.0011424	0.0005309	363.518	50.459	-53.831
	5	0.0037447	0.0004523	0.0005309	143.916	50.459	-53.831
	6	0.0037447	-0.0002378	0.0005309	-75.685	50.459	-53.831
COMBO 3	1	0.0037295	0.0028518	0.0005202	907.485	50.459	-54.198
	2	0.0037295	0.0021755	0.0005202	692.269	50.459	-54.198
	3	0.0037295	0.0014992	0.0005202	477.053	50.459	-54.198
	4	0.0037295	0.0008228	0.0005202	261.836	50.459	-54.198
	5	0.0037295	0.0001465	0.0005202	46.620	50.459	-54.198
	6	0.0037295	-0.0005298	0.0005202	-168.596	50.459	-54.198
COMBO 4	1	0.0019299	0.0021828	0.0003368	694.610	45.953	-40.197
	2	0.0019299	0.0017449	0.0003368	555.266	45.953	-40.197
	3	0.0019299	0.0013070	0.0003368	415.922	45.953	-40.197
	4	0.0019299	0.0008692	0.0003368	276.578	45.953	-40.197
	5	0.0019299	0.0004313	0.0003368	137.234	45.953	-40.197
	6	0.0019299	-0.0000066	0.0003368	-2.110	45.953	-40.197

■ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$$V(i) = P_n(i) \times \cos \theta(i) - P_h(i) \times \sin \theta(i)$$

$$H(i) = P_n(i) \times \sin \theta(i) + P_h(i) \times \cos \theta(i)$$

$$H_t = \sum H(i) \times N$$

$$V_t = \sum V(i) \times N$$

$$M_t = \sum (V(i) \times x(i) + M(i)) \times N$$

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.250	0	795.351	40.367	-44.832	6
	2	1.950	0	640.786	40.367	-44.832	6
	3	0.650	0	486.220	40.367	-44.832	6
	4	-0.650	0	331.655	40.367	-44.832	6
	5	-1.950	0	177.089	40.367	-44.832	6
	6	-3.250	0	22.524	40.367	-44.832	6
	계			14721.744	1453.223	19484.246	36
COMBO 2	1	3.250	0	817.859	40.367	-43.065	6
	2	1.950	0	642.178	40.367	-43.065	6
	3	0.650	0	466.496	40.367	-43.065	6
	4	-0.650	0	290.815	40.367	-43.065	6
	5	-1.950	0	115.133	40.367	-43.065	6
	6	-3.250	0	-60.548	40.367	-43.065	6
	계			13631.596	1453.223	22430.189	36
COMBO 3	1	3.250	0	817.859	40.367	-43.065	6
	2	1.950	0	642.178	40.367	-43.065	6
	3	0.650	0	466.496	40.367	-43.065	6
	4	-0.650	0	290.815	40.367	-43.065	6
	5	-1.950	0	115.133	40.367	-43.065	6
	6	-3.250	0	-60.548	40.367	-43.065	6
	계			13631.596	1453.223	22430.189	36
COMBO 4	1	3.250	0	694.610	45.953	-40.197	6
	2	1.950	0	555.266	45.953	-40.197	6
	3	0.650	0	415.922	45.953	-40.197	6
	4	-0.650	0	276.578	45.953	-40.197	6
	5	-1.950	0	137.234	45.953	-40.197	6
	6	-3.250	0	-2.110	45.953	-40.197	6
	계			12464.984	1654.319	17573.356	36

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.250	0	704.555	10.243	-10.653	6
	2	1.950	0	656.694	10.243	-10.653	6
	3	0.650	0	608.833	10.243	-10.653	6
	4	-0.650	0	560.973	10.243	-10.653	6
	5	-1.950	0	513.112	10.243	-10.653	6
	6	-3.250	0	465.252	10.243	-10.653	6
	계			21056.513	368.743	6149.481	36
COMBO 2	1	3.250	0	1022.324	50.459	-53.831	6
	2	1.950	0	802.722	50.459	-53.831	6
	3	0.650	0	583.120	50.459	-53.831	6
	4	-0.650	0	363.518	50.459	-53.831	6
	5	-1.950	0	143.916	50.459	-53.831	6
	6	-3.250	0	-75.685	50.459	-53.831	6
	계			17039.495	1816.529	28037.736	36
COMBO 3	1	3.250	0	907.485	50.459	-54.198	6
	2	1.950	0	692.269	50.459	-54.198	6
	3	0.650	0	477.053	50.459	-54.198	6
	4	-0.650	0	261.836	50.459	-54.198	6
	5	-1.950	0	46.620	50.459	-54.198	6
	6	-3.250	0	-168.596	50.459	-54.198	6
	계			13300.000	1816.529	27425.875	36
COMBO 4	1	3.250	0	694.610	45.953	-40.197	6
	2	1.950	0	555.266	45.953	-40.197	6
	3	0.650	0	415.922	45.953	-40.197	6
	4	-0.650	0	276.578	45.953	-40.197	6
	5	-1.950	0	137.234	45.953	-40.197	6
	6	-3.250	0	-2.110	45.953	-40.197	6
	계			12464.984	1654.319	17573.356	36

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉔ COMBO 1 : SVB17

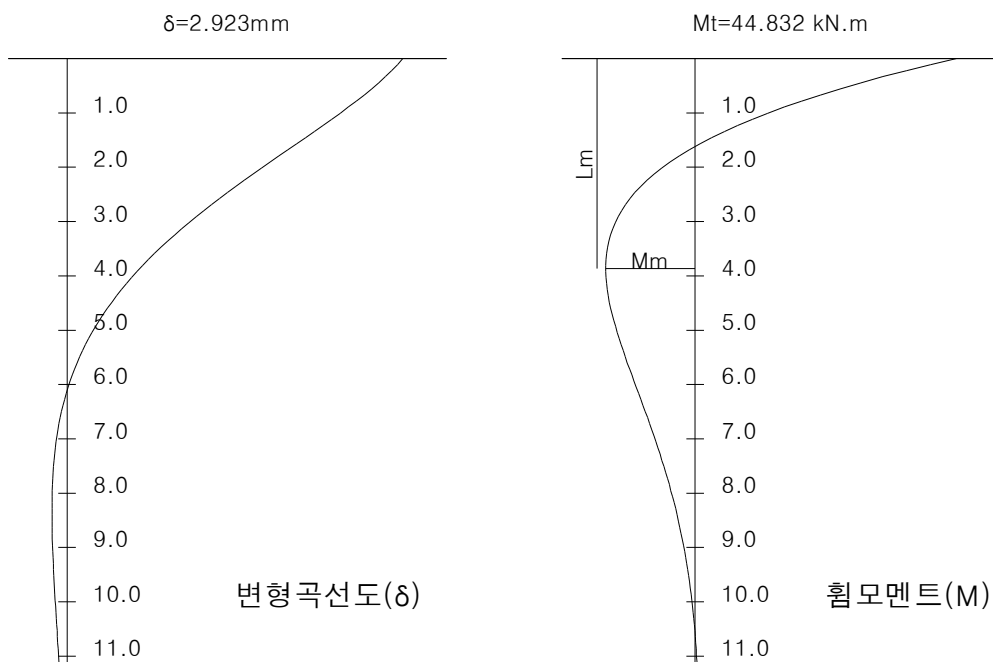
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -15.338 kN.m, 3.865 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.923 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.923 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	44.832	-40.367	2.923	
0.747	19.320	-28.249	2.544	
1.493	2.153	-18.095	2.052	
2.240	-8.260	-10.171	1.545	
2.987	-13.574	-4.402	1.082	
3.733	-15.304	-0.517	0.694	
4.480	-14.726	1.843	0.391	
5.227	-12.838	3.050	0.170	
5.973	-10.372	3.447	0.021	
6.720	-7.820	3.321	-0.070	
7.467	-5.486	2.898	-0.116	
8.213	-3.525	2.343	-0.131	
8.960	-1.992	1.768	-0.127	
9.707	-0.873	1.241	-0.111	
10.453	-0.118	0.798	-0.090	
11.200	0.343	0.452	-0.068	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉞ COMBO 2 : SVB21

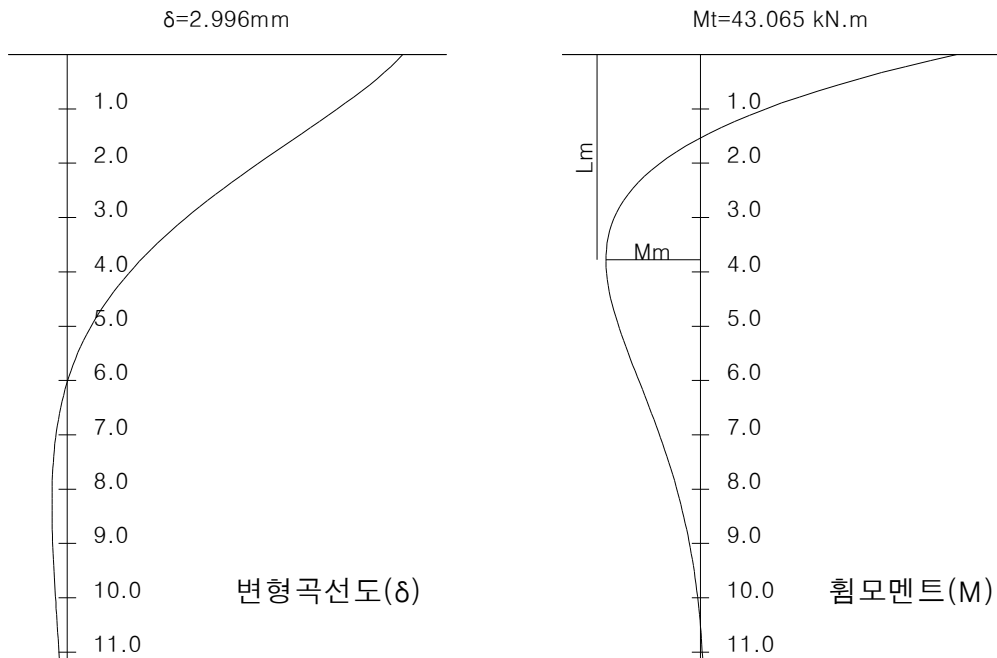
㉞ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -15.898 kN.m, 3.782 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.996 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.996 mm

㉞ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	43.065	-40.367	2.996	
0.747	17.653	-28.004	2.583	
1.493	0.721	-17.730	2.068	
2.240	-9.403	-9.773	1.545	
2.987	-14.425	-4.027	1.073	
3.733	-15.893	-0.194	0.680	
4.480	-15.097	2.101	0.376	
5.227	-13.042	3.243	0.155	
5.973	-10.454	3.580	0.009	
6.720	-7.822	3.405	-0.079	
7.467	-5.440	2.944	-0.123	
8.213	-3.456	2.362	-0.137	
8.960	-1.916	1.768	-0.130	
9.707	-0.801	1.231	-0.113	
10.453	-0.055	0.783	-0.090	
11.200	0.393	0.435	-0.068	

㉞ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 3 : SVB21

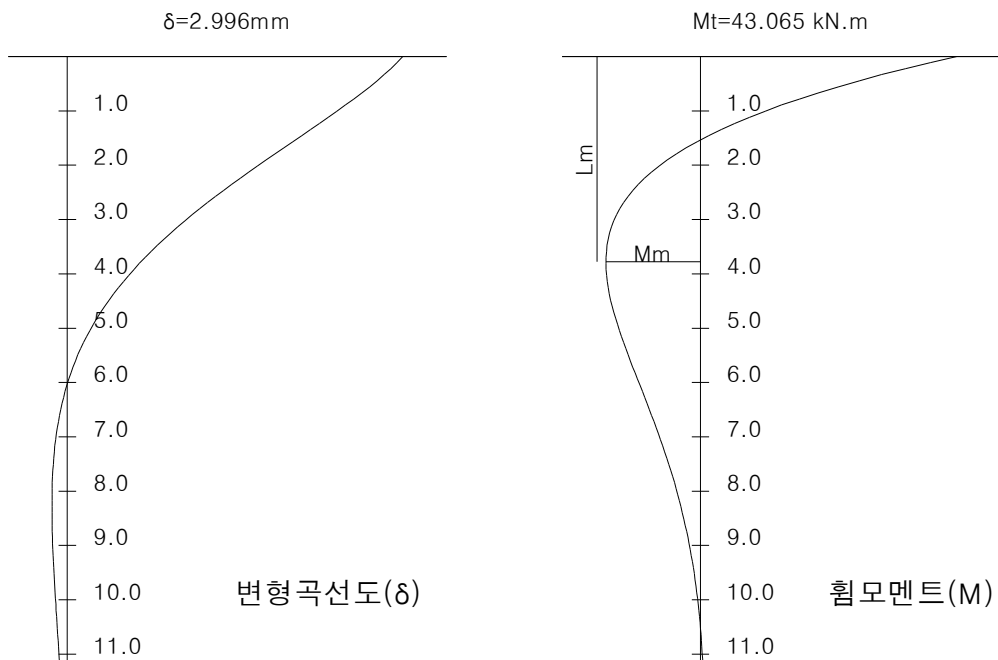
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -15.898 kN.m, 3.782 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.996 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.996 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	43.065	-40.367	2.996	
0.747	17.653	-28.004	2.583	
1.493	0.721	-17.730	2.068	
2.240	-9.403	-9.773	1.545	
2.987	-14.425	-4.027	1.073	
3.733	-15.893	-0.194	0.680	
4.480	-15.097	2.101	0.376	
5.227	-13.042	3.243	0.155	
5.973	-10.454	3.580	0.009	
6.720	-7.822	3.405	-0.079	
7.467	-5.440	2.944	-0.123	
8.213	-3.456	2.362	-0.137	
8.960	-1.916	1.768	-0.130	
9.707	-0.801	1.231	-0.113	
10.453	-0.055	0.783	-0.090	
11.200	0.393	0.435	-0.068	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 4 : SVB22

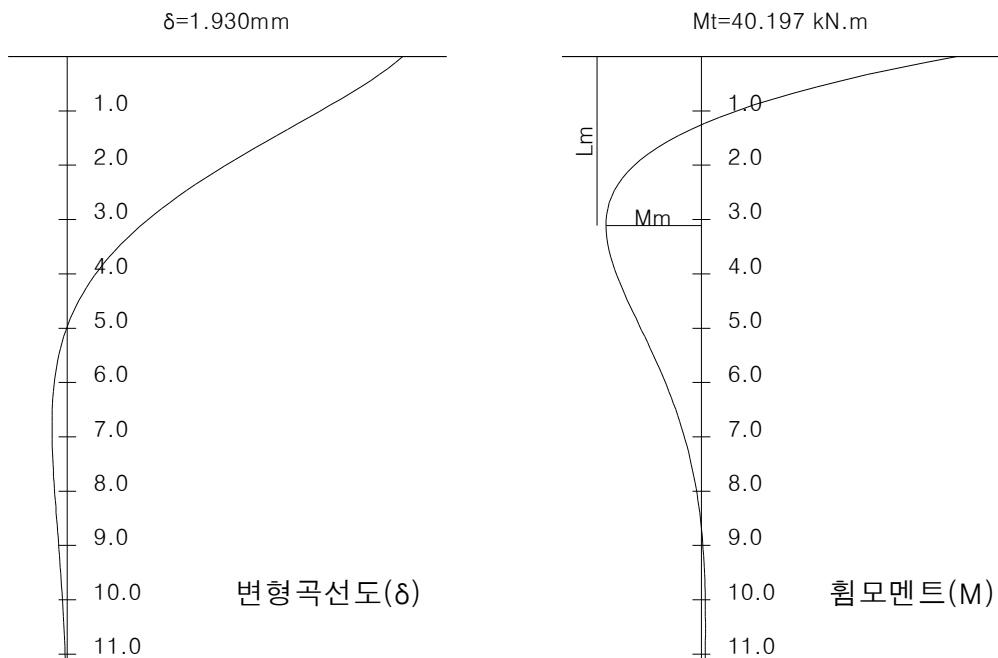
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -15.044 kN.m, 3.112 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.930 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.930 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	40.197	-45.953	1.930	
0.747	12.360	-29.144	1.594	
1.493	-4.238	-15.967	1.184	
2.240	-12.447	-6.638	0.794	
2.987	-15.000	-0.712	0.470	
3.733	-14.175	2.542	0.230	
4.480	-11.674	3.903	0.069	
5.227	-8.645	4.058	-0.027	
5.973	-5.777	3.550	-0.074	
6.720	-3.412	2.764	-0.088	
7.467	-1.658	1.943	-0.083	
8.213	-0.484	1.224	-0.068	
8.960	0.210	0.664	-0.050	
9.707	0.549	0.269	-0.033	
10.453	0.649	0.021	-0.020	
11.200	0.608	-0.115	-0.009	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉔ COMBO 1 : ULB01

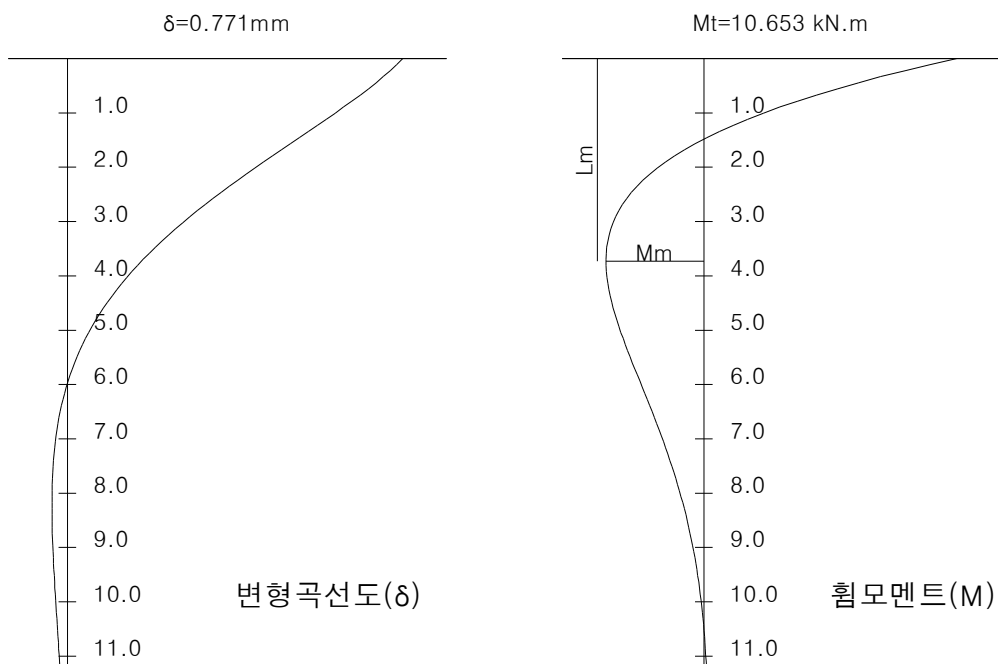
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -4.124 kN.m, 3.732 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.771 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.771 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	10.653	-10.243	0.771	
0.747	4.220	-7.068	0.662	
1.493	-0.040	-4.442	0.527	
2.240	-2.563	-2.418	0.392	
2.987	-3.793	-0.963	0.271	
3.733	-4.124	0.001	0.170	
4.480	-3.889	0.573	0.093	
5.227	-3.341	0.853	0.037	
5.973	-2.665	0.929	0.000	
6.720	-1.985	0.877	-0.022	
7.467	-1.373	0.754	-0.032	
8.213	-0.866	0.602	-0.035	
8.960	-0.474	0.449	-0.033	
9.707	-0.192	0.311	-0.029	
10.453	-0.004	0.196	-0.023	
11.200	0.107	0.108	-0.017	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉞ COMBO 2 : ULB21

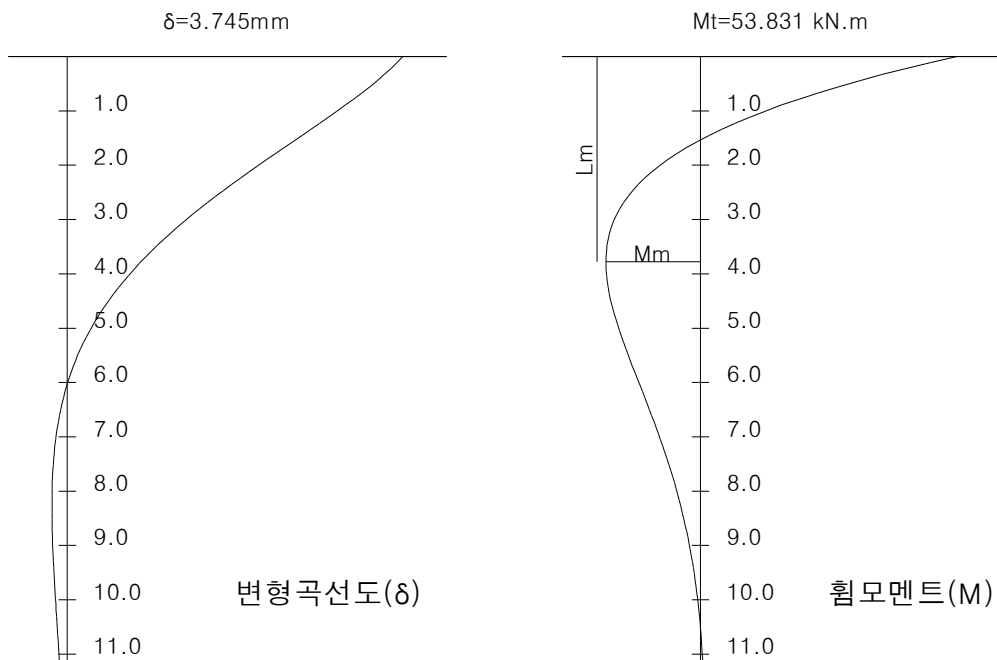
㉞ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -19.872 kN.m, 3.782 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.745 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.745 mm

㉞ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	53.831	-50.459	3.745	
0.747	22.067	-35.005	3.229	
1.493	0.902	-22.162	2.585	
2.240	-11.754	-12.217	1.931	
2.987	-18.031	-5.033	1.341	
3.733	-19.866	-0.242	0.850	
4.480	-18.871	2.626	0.469	
5.227	-16.302	4.053	0.194	
5.973	-13.068	4.475	0.011	
6.720	-9.778	4.256	-0.099	
7.467	-6.800	3.680	-0.154	
8.213	-4.320	2.952	-0.171	
8.960	-2.395	2.210	-0.163	
9.707	-1.001	1.539	-0.141	
10.453	-0.069	0.978	-0.113	
11.200	0.491	0.543	-0.085	

㉞ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 3 : UEB21

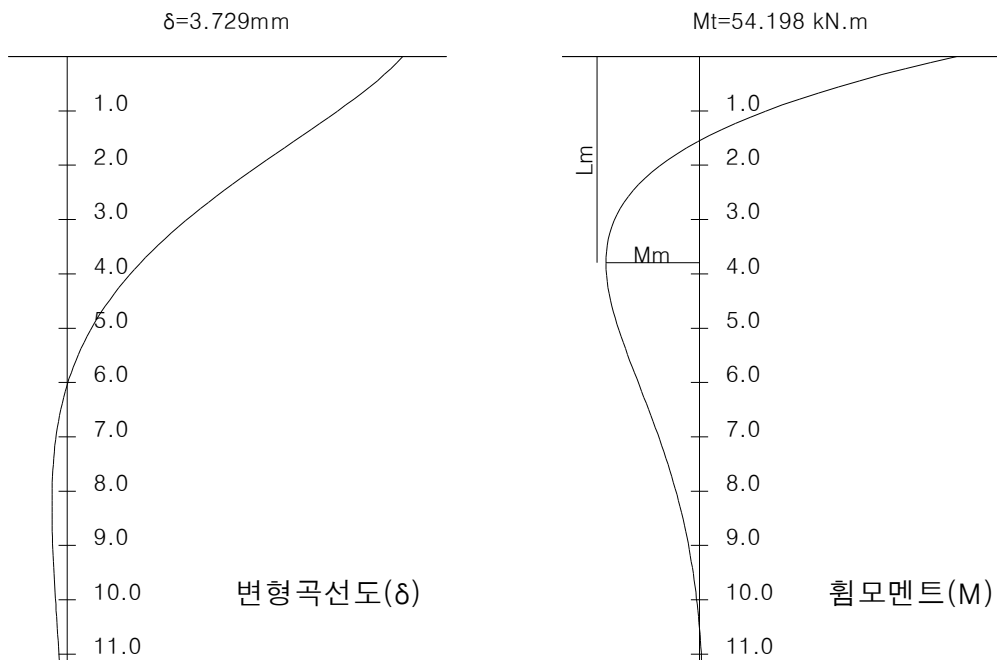
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -19.753 kN.m, 3.796 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.729 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.729 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	54.198	-50.459	3.729	
0.747	22.413	-35.056	3.221	
1.493	1.199	-22.238	2.582	
2.240	-11.516	-12.299	1.931	
2.987	-17.855	-5.111	1.343	
3.733	-19.744	-0.309	0.853	
4.480	-18.794	2.573	0.473	
5.227	-16.260	4.014	0.197	
5.973	-13.051	4.448	0.013	
6.720	-9.778	4.239	-0.097	
7.467	-6.810	3.670	-0.153	
8.213	-4.334	2.948	-0.170	
8.960	-2.411	2.210	-0.162	
9.707	-1.016	1.541	-0.140	
10.453	-0.082	0.982	-0.113	
11.200	0.481	0.547	-0.085	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 4 : ULB22

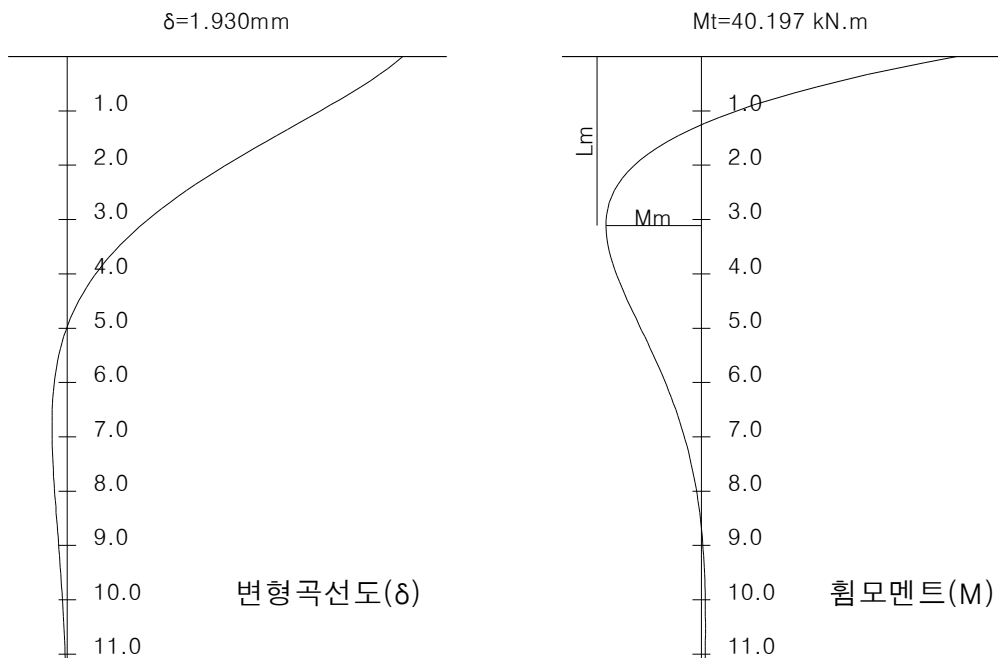
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -15.044 kN.m, 3.112 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.930 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.930 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	40.197	-45.953	1.930	
0.747	12.360	-29.144	1.594	
1.493	-4.238	-15.967	1.184	
2.240	-12.447	-6.638	0.794	
2.987	-15.000	-0.712	0.470	
3.733	-14.175	2.542	0.230	
4.480	-11.674	3.903	0.069	
5.227	-8.645	4.058	-0.027	
5.973	-5.777	3.550	-0.074	
6.720	-3.412	2.764	-0.088	
7.467	-1.658	1.943	-0.083	
8.213	-0.484	1.224	-0.068	
8.960	0.210	0.664	-0.050	
9.707	0.549	0.269	-0.033	
10.453	0.649	0.021	-0.020	
11.200	0.608	-0.115	-0.009	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



② 말뚝머리 힌지일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	8452.070	15000.002	$2EI \beta^3$	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}	$\sum (K_1 \cos^2 \theta_i + K_v \sin^2 \theta_i)$	304274.5	540000.1
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}	$\sum (K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)$	11455740.0	11455740.0
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}	$\sum \{K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i\} x_i^2 + (K_2 + K_3)x_i \sin \theta_i + K_4\}$	56467251.8	56467251.8
일반식	$\begin{bmatrix} \delta_x \\ \delta_y \\ \alpha \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} A_{xx} & A_{xy} & A_{xa} \\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya} \\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa} \end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix} H_o \\ V_o \\ M_o \end{bmatrix}$		

구 분	사용하중			구 분	계수하중		
	$\delta x(m)$	$\delta y(m)$	$\alpha(rad)$		$\delta x(m)$	$\delta y(m)$	$\alpha(rad)$
COMBO 1	0.0047760	0.0012851	0.0003451	COMBO 1	0.0012119	0.0018381	0.0001089
COMBO 2	0.0047760	0.0011899	0.0003972	COMBO 2	0.0059700	0.0014874	0.0004965
COMBO 3	0.0047760	0.0011899	0.0003972	COMBO 3	0.0059700	0.0011610	0.0004857
COMBO 4	0.0030636	0.0010881	0.0003112	COMBO 4	0.0030636	0.0010881	0.0003112

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 4.776 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	0.0047760	0.0024065	0.0003451	765.792	40.367	0.000
	2	0.0047760	0.0019580	0.0003451	623.050	40.367	0.000
	3	0.0047760	0.0015094	0.0003451	480.308	40.367	0.000
	4	0.0047760	0.0010608	0.0003451	337.566	40.367	0.000
	5	0.0047760	0.0006122	0.0003451	194.825	40.367	0.000
	6	0.0047760	0.0001637	0.0003451	52.083	40.367	0.000
COMBO 2	1	0.0047760	0.0024809	0.0003972	789.465	40.367	0.000
	2	0.0047760	0.0019645	0.0003972	625.141	40.367	0.000
	3	0.0047760	0.0014481	0.0003972	460.817	40.367	0.000
	4	0.0047760	0.0009317	0.0003972	296.494	40.367	0.000
	5	0.0047760	0.0004153	0.0003972	132.170	40.367	0.000
	6	0.0047760	-0.0001010	0.0003972	-32.154	40.367	0.000
COMBO 3	1	0.0047760	0.0024809	0.0003972	789.465	40.367	0.000
	2	0.0047760	0.0019645	0.0003972	625.141	40.367	0.000
	3	0.0047760	0.0014481	0.0003972	460.817	40.367	0.000
	4	0.0047760	0.0009317	0.0003972	296.494	40.367	0.000
	5	0.0047760	0.0004153	0.0003972	132.170	40.367	0.000
	6	0.0047760	-0.0001010	0.0003972	-32.154	40.367	0.000
COMBO 4	1	0.0030636	0.0020995	0.0003112	668.106	45.953	0.000
	2	0.0030636	0.0016950	0.0003112	539.363	45.953	0.000
	3	0.0030636	0.0012904	0.0003112	410.621	45.953	0.000
	4	0.0030636	0.0008858	0.0003112	281.878	45.953	0.000
	5	0.0030636	0.0004812	0.0003112	153.136	45.953	0.000
	6	0.0030636	0.0000767	0.0003112	24.393	45.953	0.000

- 계수하중 조합

구 분		$\delta x(i)$	$\delta y(i)$	α	$P_n(i)$	$Ph(i)$	$M_t(i)$
COMBO 1	1	0.0012119	0.0021920	0.0001089	697.531	10.243	0.000
	2	0.0012119	0.0020504	0.0001089	652.480	10.243	0.000
	3	0.0012119	0.0019089	0.0001089	607.429	10.243	0.000
	4	0.0012119	0.0017673	0.0001089	562.378	10.243	0.000
	5	0.0012119	0.0016257	0.0001089	517.326	10.243	0.000
	6	0.0012119	0.0014841	0.0001089	472.275	10.243	0.000
COMBO 2	1	0.0059700	0.0031011	0.0004965	986.831	50.459	0.000
	2	0.0059700	0.0024557	0.0004965	781.426	50.459	0.000
	3	0.0059700	0.0018102	0.0004965	576.022	50.459	0.000
	4	0.0059700	0.0011647	0.0004965	370.617	50.459	0.000
	5	0.0059700	0.0005192	0.0004965	165.212	50.459	0.000
	6	0.0059700	-0.0001263	0.0004965	-40.192	50.459	0.000
COMBO 3	1	0.0059700	0.0027395	0.0004857	871.750	50.459	0.000
	2	0.0059700	0.0021081	0.0004857	670.828	50.459	0.000
	3	0.0059700	0.0014767	0.0004857	469.906	50.459	0.000
	4	0.0059700	0.0008453	0.0004857	268.983	50.459	0.000
	5	0.0059700	0.0002139	0.0004857	68.061	50.459	0.000
	6	0.0059700	-0.0004175	0.0004857	-132.861	50.459	0.000
COMBO 4	1	0.0030636	0.0020995	0.0003112	668.106	45.953	0.000
	2	0.0030636	0.0016950	0.0003112	539.363	45.953	0.000
	3	0.0030636	0.0012904	0.0003112	410.621	45.953	0.000
	4	0.0030636	0.0008858	0.0003112	281.878	45.953	0.000
	5	0.0030636	0.0004812	0.0003112	153.136	45.953	0.000
	6	0.0030636	0.0000767	0.0003112	24.393	45.953	0.000

■ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$$V(i) = P_n(i) \times \cos \theta(i) - P_h(i) \times \sin \theta(i)$$

$$H(i) = P_n(i) \times \sin \theta(i) + P_h(i) \times \cos \theta(i)$$

$$H_t = \sum H(i) \times N$$

$$V_t = \sum V(i) \times N$$

$$M_t = \sum (V(i) \times x(i) + M(i)) \times N$$

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.250	0	765.792	40.367	0.000	6
	2	1.950	0	623.050	40.367	0.000	6
	3	0.650	0	480.308	40.367	0.000	6
	4	-0.650	0	337.566	40.367	0.000	6
	5	-1.950	0	194.825	40.367	0.000	6
	6	-3.250	0	52.083	40.367	0.000	6
	계			14721.744	1453.223	0.000	36
COMBO 2	1	3.250	0	789.465	40.367	0.000	6
	2	1.950	0	625.141	40.367	0.000	6
	3	0.650	0	460.817	40.367	0.000	6
	4	-0.650	0	296.494	40.367	0.000	6
	5	-1.950	0	132.170	40.367	0.000	6
	6	-3.250	0	-32.154	40.367	0.000	6
	계			13631.596	1453.223	0.000	36
COMBO 3	1	3.250	0	789.465	40.367	0.000	6
	2	1.950	0	625.141	40.367	0.000	6
	3	0.650	0	460.817	40.367	0.000	6
	4	-0.650	0	296.494	40.367	0.000	6
	5	-1.950	0	132.170	40.367	0.000	6
	6	-3.250	0	-32.154	40.367	0.000	6
	계			13631.596	1453.223	0.000	36
COMBO 4	1	3.250	0	668.106	45.953	0.000	6
	2	1.950	0	539.363	45.953	0.000	6
	3	0.650	0	410.621	45.953	0.000	6
	4	-0.650	0	281.878	45.953	0.000	6
	5	-1.950	0	153.136	45.953	0.000	6
	6	-3.250	0	24.393	45.953	0.000	6
	계			12464.984	1654.319	0.000	36

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.250	0	697.531	10.243	0.000	6
	2	1.950	0	652.480	10.243	0.000	6
	3	0.650	0	607.429	10.243	0.000	6
	4	-0.650	0	562.378	10.243	0.000	6
	5	-1.950	0	517.326	10.243	0.000	6
	6	-3.250	0	472.275	10.243	0.000	6
	계			21056.513	368.743	0.000	36
COMBO 2	1	3.250	0	986.831	50.459	0.000	6
	2	1.950	0	781.426	50.459	0.000	6
	3	0.650	0	576.022	50.459	0.000	6
	4	-0.650	0	370.617	50.459	0.000	6
	5	-1.950	0	165.212	50.459	0.000	6
	6	-3.250	0	-40.192	50.459	0.000	6
	계			17039.495	1816.529	0.000	36
COMBO 3	1	3.250	0	871.750	50.459	0.000	6
	2	1.950	0	670.828	50.459	0.000	6
	3	0.650	0	469.906	50.459	0.000	6
	4	-0.650	0	268.983	50.459	0.000	6
	5	-1.950	0	68.061	50.459	0.000	6
	6	-3.250	0	-132.861	50.459	0.000	6
	계			13300.000	1816.529	0.000	36
COMBO 4	1	3.250	0	668.106	45.953	0.000	6
	2	1.950	0	539.363	45.953	0.000	6
	3	0.650	0	410.621	45.953	0.000	6
	4	-0.650	0	281.878	45.953	0.000	6
	5	-1.950	0	153.136	45.953	0.000	6
	6	-3.250	0	24.393	45.953	0.000	6
	계			12464.984	1654.319	0.000	36

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉔ COMBO 1 : SVB17

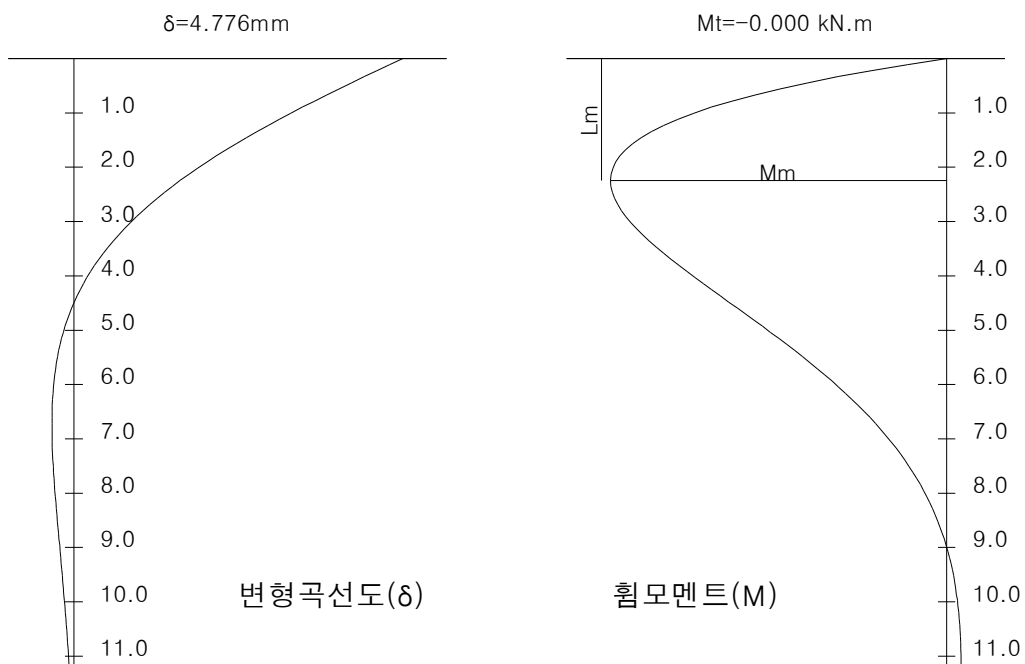
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -37.247 kN.m, 2.248 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.776 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.776 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-40.367	4.776	
0.747	-22.957	-22.024	3.555	
1.493	-34.174	-8.828	2.457	
2.240	-37.246	-0.071	1.548	
2.987	-35.164	5.133	0.846	
3.733	-30.241	7.684	0.341	
4.480	-24.147	8.391	0.005	
5.227	-17.999	7.931	-0.194	
5.973	-12.463	6.827	-0.292	
6.720	-7.870	5.455	-0.320	
7.467	-4.319	4.069	-0.303	
8.213	-1.759	2.820	-0.261	
8.960	-0.055	1.783	-0.209	
9.707	0.962	0.980	-0.156	
10.453	1.465	0.401	-0.108	
11.200	1.609	0.016	-0.068	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉞ COMBO 2 : SVB21

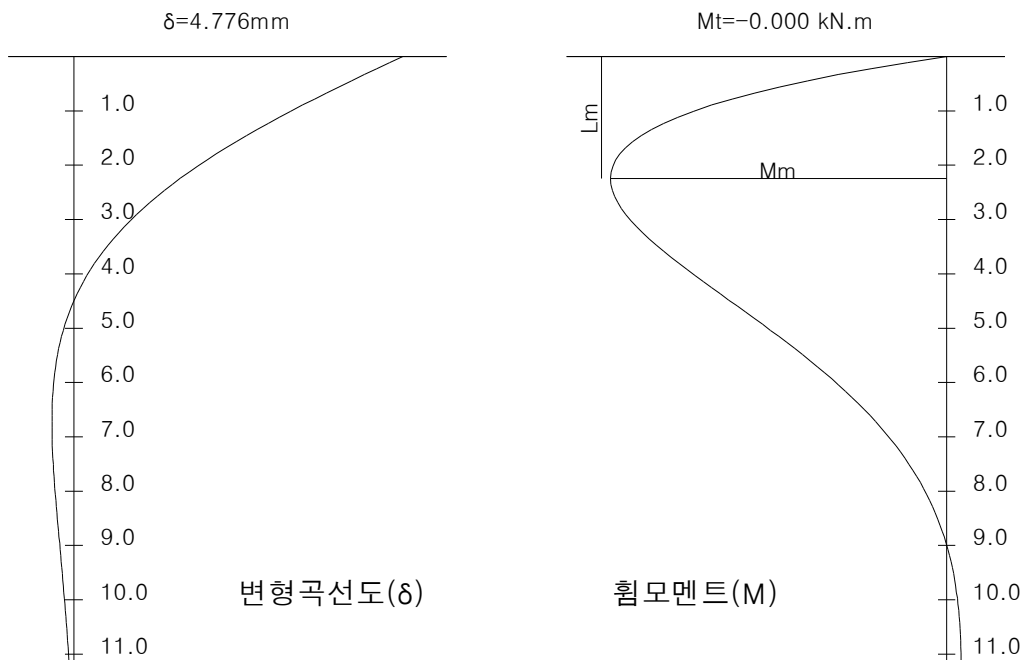
㉞ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -37.247 kN.m, 2.248 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.776 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.776 mm

㉞ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-40.367	4.776	
0.747	-22.957	-22.024	3.555	
1.493	-34.174	-8.828	2.457	
2.240	-37.246	-0.071	1.548	
2.987	-35.164	5.133	0.846	
3.733	-30.241	7.684	0.341	
4.480	-24.147	8.391	0.005	
5.227	-17.999	7.931	-0.194	
5.973	-12.463	6.827	-0.292	
6.720	-7.870	5.455	-0.320	
7.467	-4.319	4.069	-0.303	
8.213	-1.759	2.820	-0.261	
8.960	-0.055	1.783	-0.209	
9.707	0.962	0.980	-0.156	
10.453	1.465	0.401	-0.108	
11.200	1.609	0.016	-0.068	

㉞ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 3 : SVB21

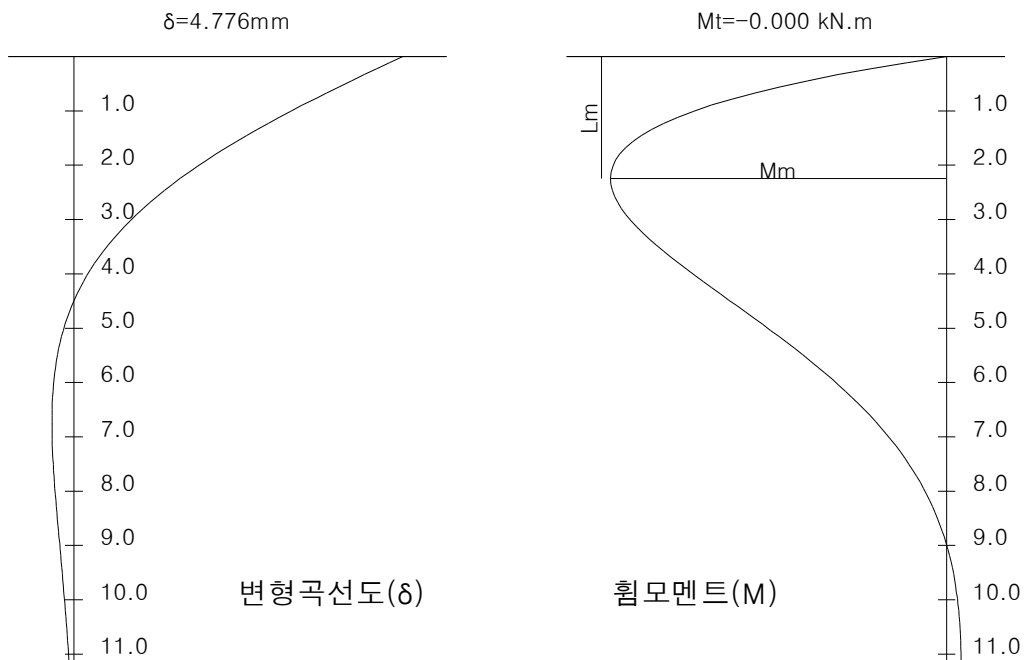
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -37.247 kN.m, 2.248 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.776 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.776 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-40.367	4.776	
0.747	-22.957	-22.024	3.555	
1.493	-34.174	-8.828	2.457	
2.240	-37.246	-0.071	1.548	
2.987	-35.164	5.133	0.846	
3.733	-30.241	7.684	0.341	
4.480	-24.147	8.391	0.005	
5.227	-17.999	7.931	-0.194	
5.973	-12.463	6.827	-0.292	
6.720	-7.870	5.455	-0.320	
7.467	-4.319	4.069	-0.303	
8.213	-1.759	2.820	-0.261	
8.960	-0.055	1.783	-0.209	
9.707	0.962	0.980	-0.156	
10.453	1.465	0.401	-0.108	
11.200	1.609	0.016	-0.068	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 4 : SVB22

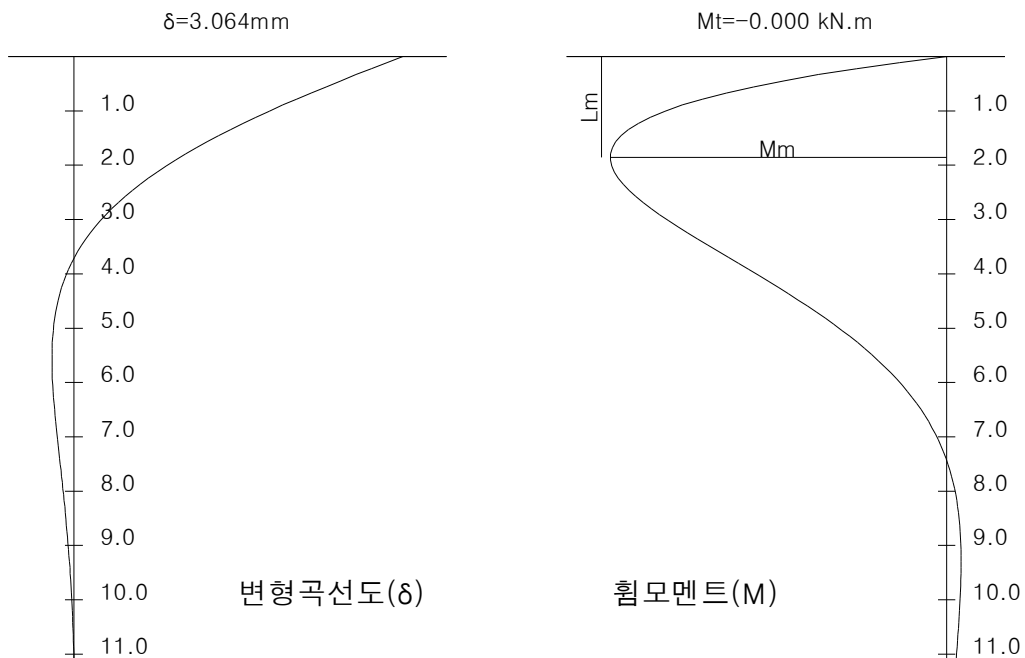
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -35.021 kN.m, 1.857 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.064 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.064 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-45.953	3.064	
0.747	-24.605	-21.441	2.123	
1.493	-34.106	-5.289	1.314	
2.240	-34.196	4.069	0.693	
2.987	-29.267	8.451	0.262	
3.733	-22.389	9.552	-0.005	
4.480	-15.474	8.747	-0.147	
5.227	-9.546	7.047	-0.201	
5.973	-5.006	5.117	-0.200	
6.720	-1.863	3.347	-0.171	
7.467	0.079	1.919	-0.130	
8.213	1.100	0.880	-0.090	
8.960	1.483	0.200	-0.055	
9.707	1.470	-0.191	-0.029	
10.453	1.250	-0.371	-0.011	
11.200	0.951	-0.413	0.001	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉔ COMBO 1 : ULB01

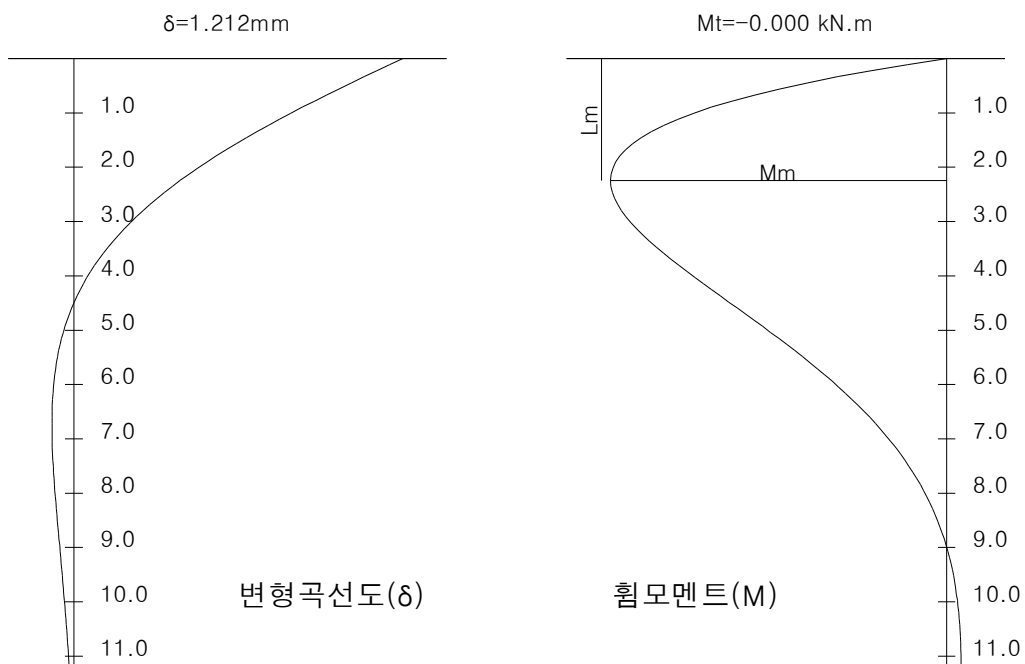
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -9.451 kN.m, 2.248 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.212 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.212 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-10.243	1.212	
0.747	-5.825	-5.588	0.902	
1.493	-8.671	-2.240	0.624	
2.240	-9.451	-0.018	0.393	
2.987	-8.923	1.303	0.215	
3.733	-7.673	1.950	0.087	
4.480	-6.127	2.129	0.001	
5.227	-4.567	2.013	-0.049	
5.973	-3.162	1.732	-0.074	
6.720	-1.997	1.384	-0.081	
7.467	-1.096	1.032	-0.077	
8.213	-0.446	0.715	-0.066	
8.960	-0.014	0.452	-0.053	
9.707	0.244	0.249	-0.040	
10.453	0.372	0.102	-0.027	
11.200	0.408	0.004	-0.017	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 2 : ULB21

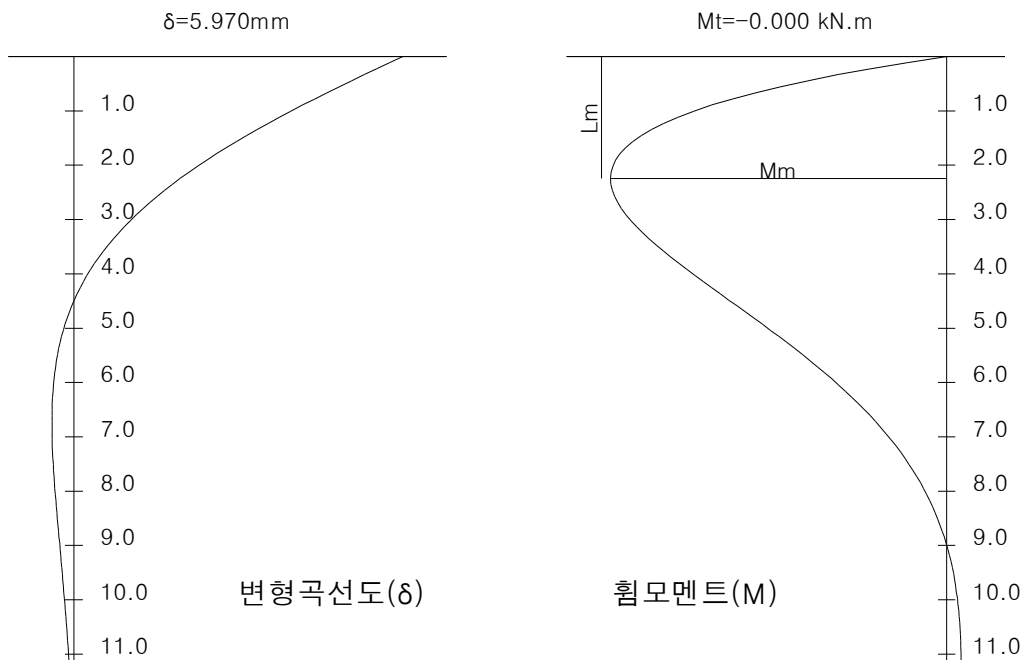
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -46.558 kN.m, 2.248 m
- 말뚝머리부의 변위 : 5.970 mm
- 지표면에서의 변위 : 5.970 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-50.459	5.970	
0.747	-28.696	-27.530	4.443	
1.493	-42.717	-11.035	3.072	
2.240	-46.558	-0.089	1.935	
2.987	-43.955	6.417	1.058	
3.733	-37.801	9.604	0.426	
4.480	-30.184	10.489	0.007	
5.227	-22.499	9.914	-0.243	
5.973	-15.578	8.533	-0.366	
6.720	-9.837	6.819	-0.400	
7.467	-5.399	5.086	-0.379	
8.213	-2.199	3.525	-0.326	
8.960	-0.069	2.228	-0.261	
9.707	1.202	1.225	-0.195	
10.453	1.831	0.502	-0.135	
11.200	2.012	0.019	-0.085	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 3 : UEB21

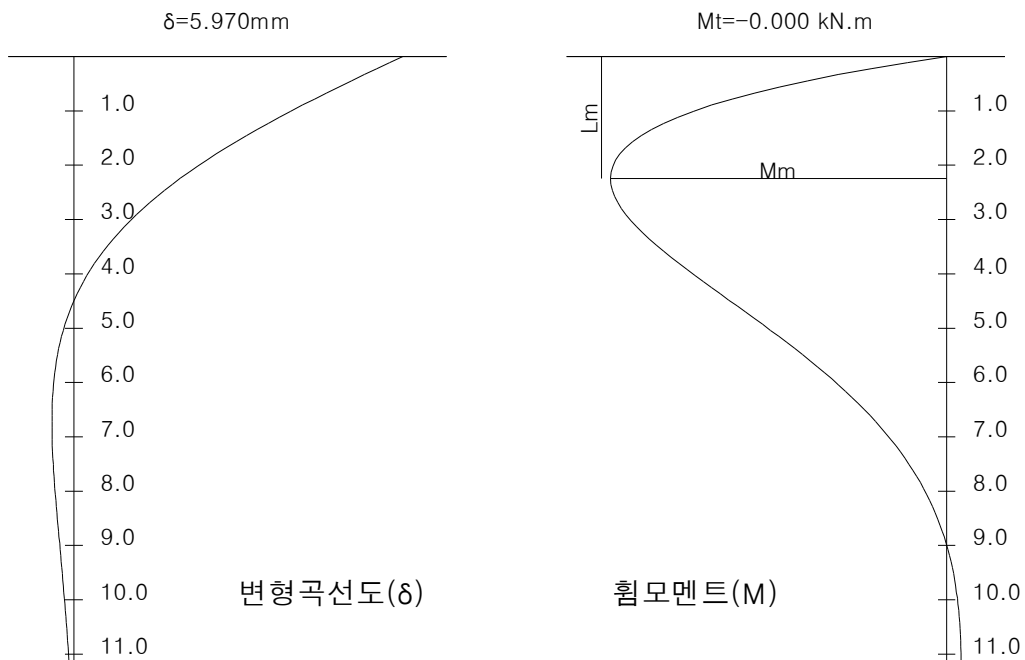
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -46.558 kN.m, 2.248 m
- 말뚝머리부의 변위 : 5.970 mm
- 지표면에서의 변위 : 5.970 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-50.459	5.970	
0.747	-28.696	-27.530	4.443	
1.493	-42.717	-11.035	3.072	
2.240	-46.558	-0.089	1.935	
2.987	-43.955	6.417	1.058	
3.733	-37.801	9.604	0.426	
4.480	-30.184	10.489	0.007	
5.227	-22.499	9.914	-0.243	
5.973	-15.578	8.533	-0.366	
6.720	-9.837	6.819	-0.400	
7.467	-5.399	5.086	-0.379	
8.213	-2.199	3.525	-0.326	
8.960	-0.069	2.228	-0.261	
9.707	1.202	1.225	-0.195	
10.453	1.831	0.502	-0.135	
11.200	2.012	0.019	-0.085	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉔ COMBO 4 : ULB22

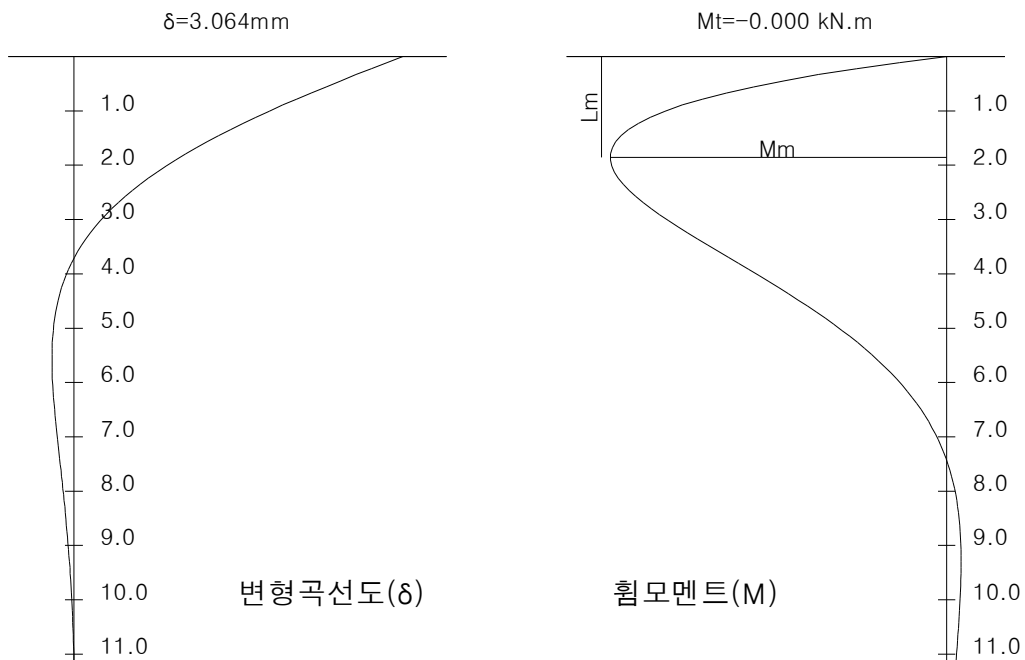
㉕ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -35.021 kN.m, 1.857 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.064 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.064 mm

㉖ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-45.953	3.064	
0.747	-24.605	-21.441	2.123	
1.493	-34.106	-5.289	1.314	
2.240	-34.196	4.069	0.693	
2.987	-29.267	8.451	0.262	
3.733	-22.389	9.552	-0.005	
4.480	-15.474	8.747	-0.147	
5.227	-9.546	7.047	-0.201	
5.973	-5.006	5.117	-0.200	
6.720	-1.863	3.347	-0.171	
7.467	0.079	1.919	-0.130	
8.213	1.100	0.880	-0.090	
8.960	1.483	0.200	-0.055	
9.707	1.470	-0.191	-0.029	
10.453	1.250	-0.371	-0.011	
11.200	0.951	-0.413	0.001	

㉗ 변형곡선도 및 휨모멘트도



5) 말뚝의 안정성 검토

① 말뚝의 허용지지력 검토

가) 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 군말뚝의 영향 없음

$$R_a = 1/n \times R_u$$

$R_{a1} = 1730.000 \text{ kN}$ (평상시) : 『지반조사보고서』 참조

$R_{a2} = 2595.000 \text{ kN}$ (지진시) : 『지반조사보고서』 참조

나) 말뚝의 허용 수평변위 검토

평상시의 말뚝의 허용 수평변위 $\delta_a = 15.000 > \delta = 4.7760 \text{ mm}$ 0.K

지진시의 말뚝의 허용 수평변위 $\delta_a = 15.000 > \delta = 3.0636 \text{ mm}$ 0.K

다) 말뚝의 허용인발력

$P_{a1} = 205.700 \text{ kN}$ (평상시) : 『지반조사보고서』 참조

$P_{a2} = 308.544 \text{ kN}$ (지진시) : 『지반조사보고서』 참조

라) 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	795.351	22.524	1730.000	205.696	0.K
	HINGE	765.792	52.083	1730.000	205.696	0.K
COMBO 2	FIX	817.859	-60.548	1730.000	205.696	0.K
	HINGE	789.465	-32.154	1730.000	205.696	0.K
COMBO 3	FIX	817.859	-60.548	1730.000	205.696	0.K
	HINGE	789.465	-32.154	1730.000	205.696	0.K
COMBO 4	FIX	694.610	-2.110	2595.000	308.544	0.K
	HINGE	668.106	24.393	2595.000	308.544	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 : 11.30 m

이음개소수 : 0 개소

말뚝이음에 의한 허용응력 감소율 : 0.00%

장경비 (L/D) = 11.20/0.500 = 22.400 < 85 이므로 장경비에 따른 감소 없음.

따라서 허용응력의 총 감소율은 0.00% 적용

나) 말뚝의 휨응력 검토

말뚝타설시 항타로 인한 말뚝머리 파손이나 지지지반의 불균등 등으로 인하여 부득이 말뚝머리를 절단해야하는 경우가 있다. 이때 PC말뚝인 경우에는 절단된 위치로부터 일정구간까지

이미 도입된 프리스트레스가 감소하게 된다. 『깊은기초. 한국지반공학회 저』 7.5.2.2

허용 휨압축응력 f_{ca} = 28.000 MPa (평상시)

= 42.000 MPa (지진시)

허용 휨인장응력 f_{ta} = 0.000 MPa (평상시)

= -5.000 MPa (지진시)

★ 지중에 M_{max} 가 발생하는 경우

$$f = f_{ce1} \pm M/Z_e + V/A_e$$

$$= 4.104 \pm M / 9906000.0 + V / 108500.0$$

★ 두부에 M_{max} 가 발생하는 경우

$$f = f_{ce2} \pm M/Z_e + V/A_e$$

$$= 0.000 \pm M / 9906000.0 + V / 108500.0$$

구 분		V(kN)	M(kN.m)	f_c	f_{ca}	f_t	f_{ta}	비 고
COMBO 1	FIX	795.351	44.832	11.856	28.00	2.805	0.00	0.K
	HINGE	765.792	37.247	14.922	28.00	7.402	0.00	0.K
COMBO 2	FIX	817.859	43.065	11.885	28.00	3.191	0.00	0.K
	HINGE	789.465	37.247	15.140	28.00	7.620	0.00	0.K
COMBO 3	FIX	817.859	43.065	11.885	28.00	3.191	0.00	0.K
	HINGE	789.465	37.247	15.140	28.00	7.620	0.00	0.K
COMBO 4	FIX	694.610	40.197	10.460	42.00	2.344	-5.00	0.K
	HINGE	668.106	35.021	13.797	42.00	6.726	-5.00	0.K

다) 말뚝의 전단응력 검토

$$\tau_{sa} = 0.850 \text{ MPa (평상시)}$$

$$= 1.250 \text{ MPa (지진시)}$$

$$\tau = \alpha \times H_o / A_p$$

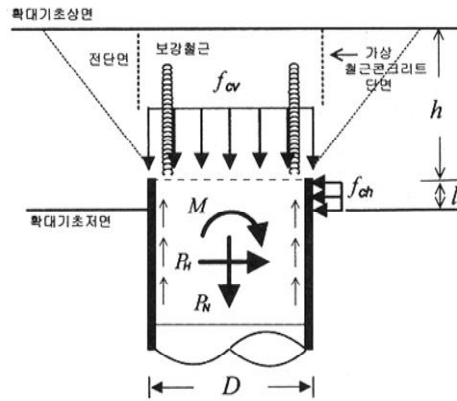
$$\alpha = 4 \times (D^2 + D \times d + d^2) / (3 \times (D^2 + d^2))$$

$$= 4 \times (500.0^2 + 500.0 \times 340.0 + 340.0^2) / (3 \times (500.0^2 + 340.0^2))$$

$$= 1.953 : \text{전단형상계수}$$

구 분		H(kN)	τ	τ_{sa}	비 고
COMBO 1	FIX	40.367	0.727	0.850	0.K
	HINGE	40.367	0.727	0.850	0.K
COMBO 2	FIX	40.367	0.727	0.850	0.K
	HINGE	40.367	0.727	0.850	0.K
COMBO 3	FIX	40.367	0.727	0.850	0.K
	HINGE	40.367	0.727	0.850	0.K
COMBO 4	FIX	45.953	0.827	1.250	0.K
	HINGE	45.953	0.827	1.250	0.K

6) 말뚝과 확대기초의 결합부 검토



① 압입력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수직지압응력

$$f_{cv} = \frac{P_{Nmax}}{\frac{\pi}{4} D^2} \leq f_{ca}$$

f_{ck} : 콘크리트의 설계기준강도(MPa)

P_{Nmax} : 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)

$$\begin{aligned} f_{cv} &= 817859.2 / (\pi/4 \times 500^2) \\ &= 4.165 \text{ MPa} \leq f_{ca} = 6.750 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

* 수직지압응력(f_{cv}) 검토 (지진시)

$$\begin{aligned} f_{cv} &= 694609.5 / (\pi/4 \times 500^2) \\ &= 3.538 \text{ MPa} \leq f_{ca}' = 8.978 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

b. 확대기초 콘크리트의 압발전단응력

$$\tau_v = \frac{P_{N \max}}{\pi(D+h)h} \leq \tau_{a3}$$

τ_{a3} : 상시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) , (해설표 참조)

$\tau_{a3'}$: 지진시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) , (해설표 참조)

h : 확대기초의 유효두께 (mm)

-해설 표. 확대기초의 허용수직압발전단응력, τ_{a3} (MPa)

콘크리트의 설계기준강도 f_{ck}		21	24	27	30
허용압발 전단응력	상시 (τ_{a3})	0.85	0.90	0.95	1.00
	지진시 ($\tau_{a3'}$)	1.131	1.197	1.264	1.330

* 압발전단응력(τ_v) 검토 (상시)

$$\begin{aligned} \tau_v &= 817859.2 / \{ \pi \times (500 + 1900) \times 1900 \} \\ &= 0.057 \text{ MPa} \leq \tau_{a3} = 0.950 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

* 압발전단응력(τ_v) 검토 (지진시)

$$\begin{aligned} \tau_v &= 694609.5 / \{ \pi \times (500 + 1900) \times 1900 \} \\ &= 0.048 \text{ MPa} \leq \tau_{a3'} = 1.264 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 인발력에 대한 검토

원칙적으로 인발력에 대한 검토는 하지 않아도 된다. [도로교 설계기준 해설(하부구조편) P292]

③ 수평력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수평지압응력

$$f_{ch} = \frac{P_{H \max}}{D \cdot l} \leq f_{ca}$$

$P_{H \max}$: 상시와 지진시, 말뚝머리에 작용하는 최대 말뚝축직각방향력 (N)

l : 말뚝의 매입길이 = 100 mm

* 수평지압응력(f_{ch}) 검토 (상시)

$$\begin{aligned} f_{ch} &= 40367.318 / (500 \times 100) \\ &= 0.807 \text{ MPa} \leq f_{ca} = 6.750 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

* 수평지압응력(f_{ch}) 검토 (지진시)

$$\begin{aligned} f_{ch} &= 45953.298 / (500 \times 100) \\ &= 0.919 \text{ MPa} \leq f_{ca'} = 8.978 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

b. 확대기초 단부 말쪽에 대한 수평압발전단응력

$$\tau_h = \frac{P_{Hmax}}{h'(2l + D + 2h')} \leq \tau_{a3}$$

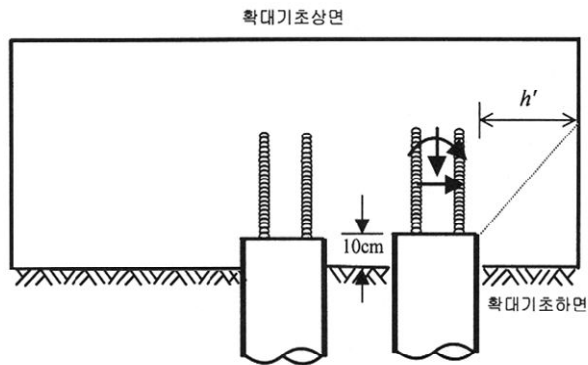
h' : 수평방향의 압발전단에 저항하는 확대기초의 유효두께 (m)

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (상시)

$$\begin{aligned} \tau_h &= 40367.318 / \{400 \times (200 + 500 + 800)\} \\ &= 0.067 \text{ MPa} \leq \tau_{a3} = 0.950 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (지진시)

$$\begin{aligned} \tau_h &= 45953.298 / \{400 \times (200 + 500 + 800)\} \\ &= 0.077 \text{ MPa} \leq \tau_{a3'} = 1.264 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$



④ 철근정착

$$L_o = \frac{f_{sa1} A_{st}}{\tau_{oa} U}$$

f_{sa1} : 이형철근의 허용인장응력 (MPa) , (해설표 참조)

A_{st} : 이형철근의 공칭단면적 (mm^2) , (해설표 참조)

U : 이형철근의 공칭둘레길이 (mm)

τ_{oa} : 콘크리트의 허용부착응력 (MPa) , (해설표 참조)

$d1$: 이형철근의 공칭지름 (mm)

- 해설 표. 이형철근의 허용응력, f_{sa1} (MPa)

철근의 종류	SD30	SD35	SD40
인장 및 압축응력	150	175	180

- 해설 표. 이형철근의 표준치수

철근의 종류, D(mm)	D19	D22	D25	D29	D32
공칭지름, d1(mm)	19.1	22.2	25.4	28.6	31.8
공칭단면적, $A_{st}(\text{mm}^2)$	286.5	387.1	506.7	642.4	794.2
공칭둘레, U(mm)	60.0	70.0	80.0	90.0	100.0

- 해설 표. 콘크리트의 허용부착응력, τ_{oa} (MPa)

콘크리트의 설계기준강도 (f_{ck})	21.0	24.0	27.0	30.0
이형철근과 콘크리트의 허용부착응력 (τ_{oa})	1.4	1.6	1.7	1.8

★ 철근의 정착길이

일반적으로, $L_o \geq L_{\min} = 35d1$ 로 하는 것이 좋다. $L_{\min} = 35 \times 19.1 = 668.5 \text{ mm}$

$$L_o = 150.000 \times 286.500 / (1.700 \times 60.000) = 421.324 (\leq 668.500) \\ = 668.5 (\text{mm})$$

이때, 정착길이는 다음을 만족하여야 한다.

$$L \geq L_o + D/2 = 668.5 + 500/2 = 918.5 \text{ mm}$$

⑤ 확대기초 속에 말뚝머리부분의 매입길이는 최소한 100 mm로 한다.

⑥ 연직 지압강도에 대한 검토 (콘 · 설 · 해 6.8 지압강도)

$$\phi V_n = \phi(0.85 f_{ck} A_1)$$

A1 : 재하면적 (mm²)

A2 : 지지면적 (mm²)

★ 연직지압강도

$$\begin{aligned}\phi V_n &= 0.700 \times (0.85 \times 27.0 \times 196349.5) \\ &= 3154355.374 \text{ N} \geq P_{N\max} = 1022323.996 \text{ N} \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

⑦ PUNCHING 전단강도에 대한 검토 (콘 · 설 · 해 7.12.2 2방향 거동에 대한 전단강도)

$$\phi V_n = \phi \left(\frac{1}{3} \sqrt{f_{ck}} \cdot b_p \cdot d \right)$$

d : 유효깊이 (말뚝위치의 단면두께 - 저판에서의 철근덮개)

b_p : $\pi \times$ (말뚝직경 + d)

★ PUNCHING 전단강도

$$\begin{aligned}\phi V_n &= 0.800 \times \left(\frac{1}{3} \times \sqrt{27.0} \times 7382.7 \times 1850 \right) \\ &= 18925182.566 \text{ N} \geq P_{N\max} = 1022323.996 \text{ N} \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

오창JCT R-D P9 두부보강

- 설계조건

1. PHC말뚝 제원

말뚝직경 (D) : 500 mm

말뚝두께 (t) : 80 mm

* 말뚝두부는 콘크리트 내부에 근입되므로 부식치는 고려하지 않음

2. 확대기초 콘크리트 제원

단면두께 (H) : 2300 mm

말뚝매입길이(l) : 100 mm

수직유효두께(h) : 2200 mm

수평유효두께(h') : 400 mm 최외곽의 말뚝중심에서 기초 연단까지의 거: 650 mm

설계기준강도(f_{ck}) : 27 MPa

지압응력면적비 ($\sqrt{A_2 / A_1}$) : 1

콘크리트 허용수직지압응력(f_{ca}) : 6.75 MPa 상시 / 8.98 MPa 지진시

콘크리트 압발(편칭) 전단응력(τ_{a3}) : .95 MPa 상시 / 1.26 MPa 지진시

콘크리트 허용부착응력(v_{oa}) : 1.70 MPa 상시 / 2.26 MPa 지진시

3. 보강철근 제원

보강철근의 종류 : H16(SD40) 보강철근 적용수량 8 개

보강철근 1개의 공칭단면적(A_{st}) : 198.6 mm² 보강철근량(A_s) : 1588.8 mm²

보강철근 1개의 공칭직경(d) : 15.9 mm

보강철근 1개의 공칭둘레(U) : 50 mm

보강철근의 허용인장응력(f_{sa}) : 180.0 MPa 상시 / 239.4 MPa 지진시

4. 말뚝머리에 작용하는 하중

① 평상시

최대수직력(PNmax) : 817.859 kN

최소수직력(PNmin) : 32.154 kN

최대수평력(Hmax) : 40.367 kN

최대휨모멘트(Mmax) : 15.140 kN-m

② 지진시

최대수직력(PNmax) : 694.610 kN

최소수직력(PNmin) : 2.110 kN

최대수평력(Hmax) : 45.953 kN

최대휨모멘트(Mmax) : 13.797 kN-m

* 말뚝머리 작용하중은 도로교설계기준에 명시된 변위법에 의거함

- 구조계산결과

1. 확대기초에 대한 검토

1) 수직력에 대한 검토

① 기초 콘크리트의 수직방향 지압응력

a. 평상시

$$\begin{aligned} f_{cv} &= P_{nmax} / (\pi \times D^2 / 4) \leq f_{ca} \\ &= 817.9 / (\pi \times 0.5^2 / 4) \\ &= 4.17 \text{ MPa} \leq 6.75 \text{ MPa} \quad 0.K \end{aligned}$$

b. 지진시

$$\begin{aligned} f_{cv} &= P_{nmax} / (\pi \times D^2 / 4) \leq f_{ca} \\ &= 694.61 / (\pi \times 0.5^2 / 4) \\ &= 3.54 \text{ MPa} \leq 8.98 \text{ MPa} \quad 0.K \end{aligned}$$

② 기초 콘크리트의 수직방향 압발(편칭) 전단응력

a. 평상시

$$\begin{aligned} \tau_v &= P_{nmax} / (\pi \times (D + h) \times h) \leq \tau_{a3} \\ &= 817.86 / (\pi \times (0.5 + 2.2) \times 2.2) \\ &= .04 \text{ MPa} \leq .95 \text{ MPa} \quad 0.K \end{aligned}$$

b. 지진시

$$\begin{aligned} \tau_v &= P_{nmax} / (\pi \times (D + h) \times h) \leq \tau_{a3} \\ &= 694.61 / (\pi \times (0.5 + 2.2) \times 2.2) \\ &= .04 \text{ MPa} \leq 1.26 \text{ MPa} \quad 0.K \end{aligned}$$

2) 수평력에 대한 검토

① 기초 콘크리트의 수평방향 지압응력

a. 평상시

$$\begin{aligned} f_{ch} &= H_{max} / (D \times l) \leq f_{ca} \\ &= 40.367 / (0.5 \times 0.1) \\ &= .81 \text{ MPa} \leq 6.75 \text{ MPa} \quad 0.K \end{aligned}$$

b. 지진시

$$\begin{aligned} f_{ch} &= H_{max} / (D \times l) \leq f_{ca} \\ &= 45.953 / (0.5 \times 0.1) \\ &= .92 \text{ MPa} \leq 8.98 \text{ MPa} \quad 0.K \end{aligned}$$

② 기초 콘크리트의 수평방향 압발(편칭) 전단응력

a. 평상시

$$\begin{aligned}\tau_h &= H_{\max} / (h' \times (2l + D + 2h')) \leq \tau_{a3} \\ &= 40.367 / (0.4 \times (2 \times 0.1 + 0.5 + 2 \times 0.4)) \\ &= .07 \text{ MPa} \leq .95 \text{ MPa} \quad 0.K\end{aligned}$$

b. 지진시

$$\begin{aligned}\tau_h &= H_{\max} / (h' \times (2l + D + 2h')) \leq \tau_{a3} \\ &= 45.953 / (0.4 \times (2 \times 0.1 + 0.5 + 2 \times 0.4)) \\ &= .08 \text{ MPa} \leq 1.26 \text{ MPa} \quad 0.K\end{aligned}$$

2. 가상철근 콘크리트 단면의 응력검토

1) 이론식

콘크리트의 응력은 원형 단주의 응력계산식을 이용하여 다음과 같이 구한다.

$$f_c = (M' / r^3) C \leq f_{ca} (= 0.4f_{ck}) \quad - \text{식(1)}$$

단, 콘크리트의 휨압축응력계수(C)는 다음과 같다.

$$C = \frac{1 - \cos \phi}{2\sin^3 \phi / 3 - \phi \cos \phi + \sin \phi \cos^2 \phi + \phi / 4 - k} \quad - \text{식(2)}$$

$$k = \sin \phi \cos \phi / 4 + \sin^3 \phi \cos \phi / 6 - \pi n p (0.5(rs/r)^2 - \cos \phi)$$

위 식에서 ϕ 는 아래의 식에서 구한다.

① 말뚝머리에 작용하는 축방향력, $P \neq 0$ 인 경우

$$e/r = \frac{1/4 - \sin \phi \cos \phi (5/12 - \cos^2 \phi / 6) + 0.5 \pi n p (rs/r)^2}{\sin \phi (2 + \cos^2 \phi) / 3 - \phi \cos \phi - \pi n p \cos \phi} \quad - \text{식(3)}$$

② 말뚝머리에 작용하는 축방향력, $P=0$ 인 경우

$$0 = \sin \phi (2 + \cos^2 \phi) / 3 - \phi \cos \phi - \pi n p \cos \phi \quad - \text{식(4)}$$

단, $0 \leq \phi \leq \cos(-rs/r)$

그리고 보강철근의 응력은 다음과 같이 구한다.

$$f_s = (M/r^3) S \times n \leq f_{sa} \quad - \text{식(5)}$$

단, 보강철근의 휨인장응력계수(S)는 다음과 같다.

$$S = C \times \frac{rs/r + \cos \phi}{1 - \cos \phi} \quad - \text{식(6)}$$

2) 최대 수직력과 최대 휨모멘트의 조합하중

a. 평상시

$$P_{nmax} = 817.86 \text{ kN}$$

$$M_{max} = 15.14 \text{ kN-m}$$

$$r \text{ (가상 단면의 반경)} = D/2 + 100 \text{ mm} = 270 \text{ mm}$$

$$r_s \text{ (가상단면 중심에서 보강철근 중심까지의 거리)} = r - (30+100+80) = 60 \text{ mm}$$

$$r_s/r = 0.222$$

$$e = M / P = 15.14 / 817.859 = 18.51 \text{ mm}$$

$$e / r = 0.069$$

$$n = 15, \quad A_s = 1588.8 \text{ mm}^2 \quad (\text{H16(SD40)} \times 8 \text{ 개})$$

$$\rho \text{ (가상단면 철근비)} = A_s / (\pi \times r^2) = 1588.8 / (\pi \times 270^2) = 0.00694$$

$$\rho_p = 15 \times 0.00693732 = 0.1041$$

$$r_s / r = 0.222, \quad e/r = 0.069 \quad \text{이므로}$$

식(2) 및 (6)에 의해

$$C = 0.5217$$

$$M' = M_{max} + P_{nmax} \times r = 15.14 + 817.86 \times 0.27 = 235.962 \text{ kN-m}$$

따라서 콘크리트 휨압축응력은

$$f_c = M' / r^3 C = 235962000 / 270^3 \times 0.5217 = 6.25 \text{ MPa} \leq 10.80 \text{ MPa} \quad 0.K$$

b. 지진시

$$P_{nmax} = 694.61 \text{ kN}$$

$$M_{max} = 13.80 \text{ kN-m}$$

$$r \text{ (가상 단면의 반경)} = D/2 + 100 \text{ mm} = 270 \text{ mm}$$

$$r_s \text{ (가상단면 중심에서 보강철근 중심까지의 거리)} = r - (30+100+80) = 60 \text{ mm}$$

$$r_s/r = 0.222$$

$$e = M / P = 13.80 / 694.61 = 19.86 \text{ mm}$$

$$e / r = 0.074$$

$$n = 15, \quad A_s = 1588.8 \text{ mm}^2 \quad (\text{H16(SD40)} \times 8 \text{ 개})$$

$$\rho \text{ (가상단면 철근비)} = A_s / (\pi \times r^2) = 1588.8 / (\pi \times 270^2) = 0.00693732$$

$$\rho_p = 15 \times 0.00693732 = 0.1041$$

$$r_s / r = 0.222, \quad e/r = 0.074 \quad \text{이므로}$$

식(2) 및 (6)에 의해

$$C = 0.5217$$

$$M' = M_{max} + P_{nmax} \times r = 13.80 + 694.61 \times 0.27 = 201.342 \text{ kN-m}$$

따라서 콘크리트 휨압축응력은

$$f_c = M' / r^3 C = 201342000 / 270^3 \times 0.5217 = 5.34 \text{ MPa} \leq 14.36 \text{ MPa} \quad 0.K$$

3) 최소수직력과 최대휨모멘트의 조합하중

a. 평상시

$$P_{nmin} = 32.15 \text{ kN}$$

$$M_{max} = 15.14 \text{ kN-m}$$

$$r \text{ (가상 단면의 반경)} = D/2 + 100 \text{ mm} = 270 \text{ mm}$$

$$r_s \text{ (가상단면 중심에서 보강철근 중심까지의 거리)} = r - (30+100+80) = 60 \text{ mm}$$

$$r_s/r = 0.222$$

$$e = M / P = 15.14 / 32.15 = 470.86 \text{ mm}$$

$$e / r = 1.744$$

$$n = 15, \quad A_s = 1588.8 \text{ mm}^2 \quad (\text{H16(SD40)} \times 8 \text{ 개})$$

$$\rho \text{ (가상단면 철근비)} = A_s / (\pi \times r^2) = 1588.8 / (\pi \times 270^2) = 0.00693732$$

$$\rho_p = 15 \times 0.00693732 = 0.1041$$

$$r_s / r = 0.222, \quad e/r = 1.744 \quad \text{이므로}$$

식(2) 및 (6)에 의해

$$C = 0.5217, \quad S = -0.151$$

$$M' = M_{max} + P_{nmax} \times r = 15.14 + 32.15 \times 0.27 = 23.82 \text{ kN-m}$$

따라서 콘크리트 휨압축응력은

$$f_c = M' / r^3 C = 23822000 / 270^3 \times 0.5217 = 6.3 \text{ MPa} \leq 10.80 \text{ MPa} \quad \text{O.K.}$$

보강철근의 휨인장응력

$$f_s = M' / r^3 S n = 23822000 / 270^3 \times -0.151 \times 15 = -2.75 \text{ MPa} \leq 180.00 \text{ MPa} \quad \text{O.K.}$$

b. 지진시

$$P_{nmin} = 2.11 \text{ kN}$$

$$M_{max} = 13.80 \text{ kN-m}$$

$$r \text{ (가상 단면의 반경)} = D/2 + 100 \text{ mm} = 270 \text{ mm}$$

$$r_s \text{ (가상단면 중심에서 보강철근 중심까지의 거리)} = r - (30+100+80) = 60 \text{ mm}$$

$$r_s/r = 0.222$$

$$e = M / P = 13.80 / 2.11 = 6538.86 \text{ mm}$$

$$e / r = 24.218$$

$$n = 15, \quad A_s = 1588.8 \text{ mm}^2 \quad (\text{H16(SD40)} \times 8 \text{ 개})$$

$$\rho \text{ (가상단면 철근비)} = A_s / (\pi \times r^2) = 1588.8 / (\pi \times 270^2) = 0.00693732$$

$$\rho_p = 15 \times 0.00693732 = 0.1041$$

$$r_s / r = 0.222, \quad e/r = 24.218 \quad \text{이므로}$$

식(2) 및 (6)에 의해

$$C = 2.1843, \quad S = 1.9601$$

$$M' = M_{max} + P_{nmax} \times r = 13.80 + 2.11 \times 0.27 = 14.37 \text{ kN-m}$$

따라서 콘크리트 휨압축응력은

$$f_c = M' / r^3 C = 14367000 / 270^3 \times 2.1843 \\ = 1.59 \text{ MPa} \leq 14.36 \text{ MPa} \quad 0.K$$

보강철근의 휨인장응력

$$f_c = M' / r^3 S_n = 14367000 / 270^3 \times 1.9601 \times 15 \\ = 21.46 \text{ MPa} \leq 239.40 \text{ MPa} \quad 0.K$$

3. 보강철근의 정착길이

1) 사용철근 : H16(SD40) × 8 개

2) 정착길이 산정 : 다음중 큰 값을 정착길 이로 한다.

$$Ld1 = f_{sa} \times A_{st} / (v_{oa} \times U) = 180 \times 198.6 / (1.7 \times 50) = 420.6 \text{ mm}$$

$$Ld2 = 35d = 35 \times 15.9 = 556.5 \text{ mm}$$

정착길이는 556.5 mm 이상이어야 함

3) 말뚝머리속채움 콘크리트에 매설되는 보강철근 길이 산정

$$L_i = L_o + 500p = 557 + 50 \times 9 = 1007 \text{ mm}$$

매설길이는 1007 mm 이상이어야 함

내진해석

목 차

1. 설계대상 교량제원 및 설계상수

2. 단면특성

2.1 상부구조

2.2 하부구조

2.3 받침상수

3. 구조해석

3.1 모델링

3.2 전산 입력데이터

4. 고유치 해석결과

4.1 주기 및 진동수

4.2 질량참여율

4.3 모드형상

5. 입력파형의 정의

6. 내진해석결과

6.1 받침부재력

6.2 기둥부재력

1. 설계대상 교량제원 및 설계상수

1.1 교량형식 : PSC + Steel Box 거더교

1.2 해석 대상 교량 총연장 :

$$35.00 + 5@40.00 + 2@40.00 + 60.00 + 40.00 = 415.00 \text{ m}$$

1.3 교 폭 : 9.00 m

1.4 교각형식

T형 교각

1.5 교각기초형식 : 직접기초 + 말뚝기초

1.6 내진설계상수

- (1) 내진등급 : 내진 1 등급교 (도로교 설계기준 pp.456)
- (2) 지진구역계수 : 0.11 (도로교 설계기준 pp.456)
- (3) 위험도계수 : I = 1.4 (도로교 설계기준 pp.456)
- (2) 가속도계수 : A = 0.154 (도로교 설계기준 pp.455)
- (3) 지반계수 : S = 1.5 (지반종류 2, 도로교 설계기준 pp.457)
- (4) 응답수정계수 (도로교 설계기준 p.458)
- (5) 고유치 해석방법 : Ritz Vector
- (6) 받침형식 : 에너지분산받침

1.7 해석방법

- (1) 해석방법 선정
비선형 시간이력 해석
- (2) 방향조합방법 : 100-30%방법

1.8 해석모델

- (1) 사용프로그램 : SAP2000
- (2) 모델링 : Frame요소사용
- (3) 질량산정 : 1,2차 고정하중 및 자중을 각 요소에
분포질량으로 입력

2. 단면특성

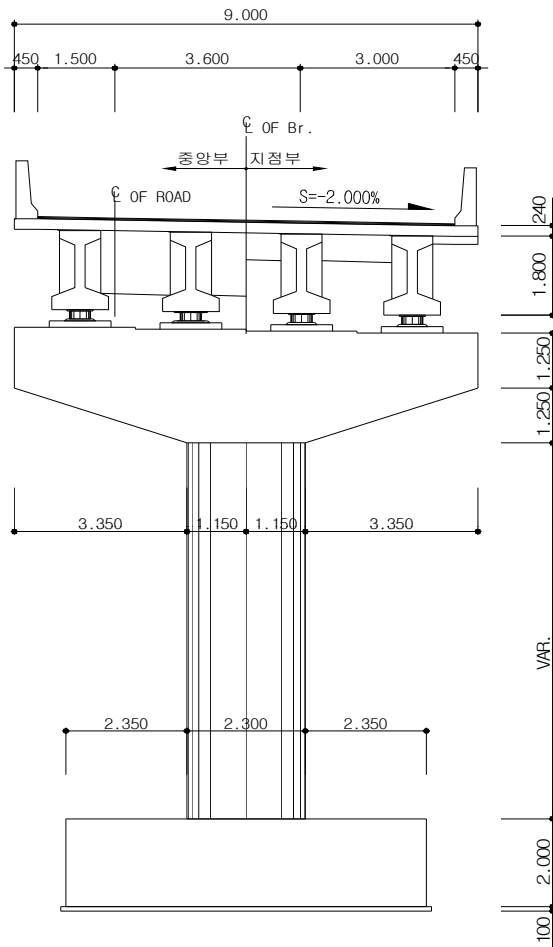
2.1 상부구조

: 상부구조는 PSC + Steel Box 거더교로 이루어져 있으며 교폭은 9.00m이다.

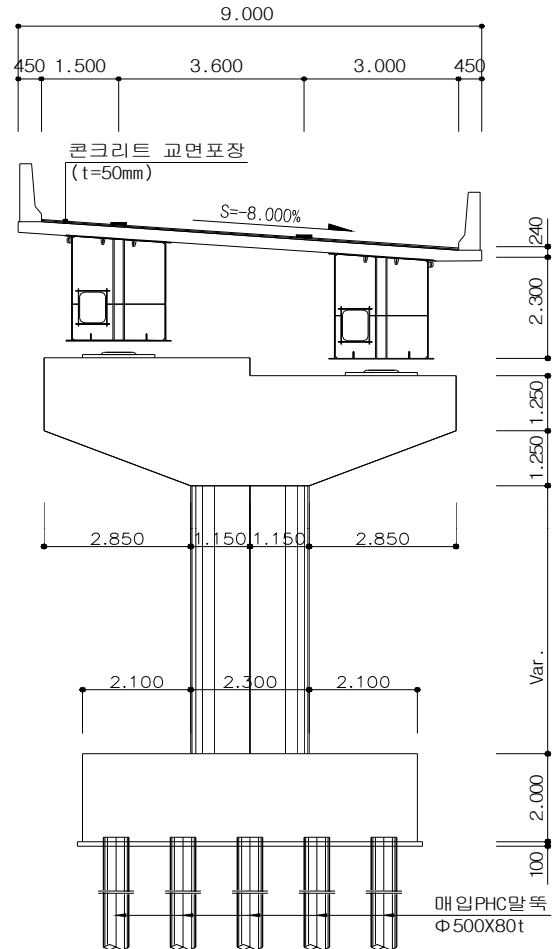
2.2 하부구조

: 하부구조는 T형 교각으로 구성되어 있으며 개략적인 제원은 다음과 같다.

BiCon 거더교

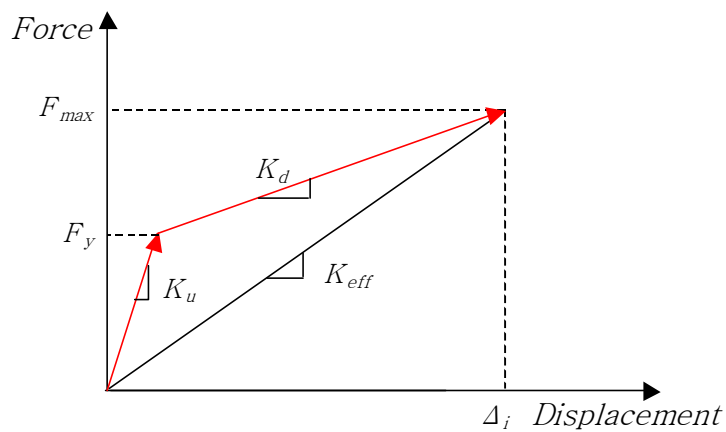
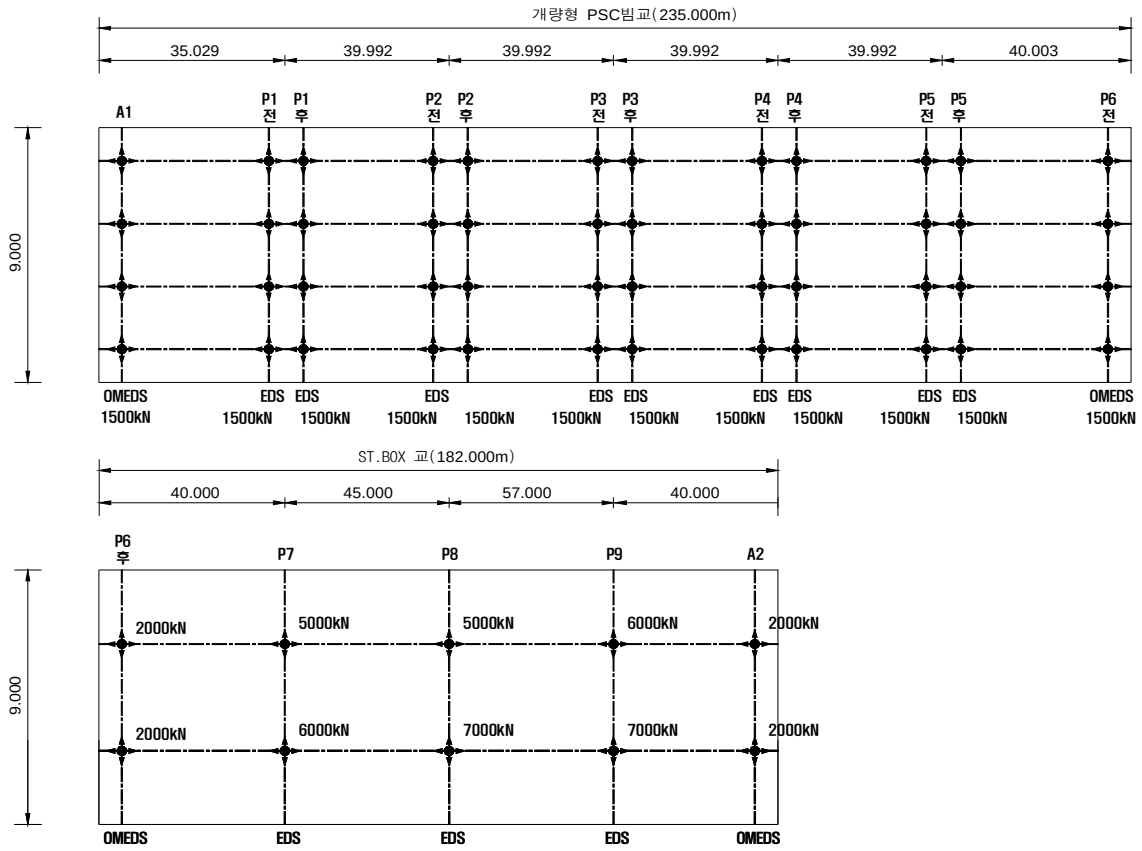


HD BOX 거더교



2.3 적용 받침 특성

1) 받침배치



Characteristics of Bilinear Isolation Bearing

F_y = Yield force

F_{max} = Maximum force

K_d = Post-elastic stiffness

K_u = Elastic stiffness

K_{eff} = Effective stiffness

Δ_i = Maximum bearing displacement

$F_y =$ Yield force

$F_{max} =$ Maximum force

$K_d =$ Post-elastic stiffness

$K_u =$ Elastic stiffness

$K_{eff} =$ Effective stiffness

$\Delta_i =$ Maximum bearing displacement

3) 받침 특성치

* * SAP200 Non-Liner Link-PROPERTY

NAME=ED1500 TYPE=Isolator1

DOF=U1 KE=1E+08 CE=0

DOF=U2 KE=2827.6 CE=0 K=93400 YIELD=74.7 RATIO=.02243

DOF=U3 KE=5860.8 CE=0 K=93400 YIELD=74.7 RATIO=.04706

NAME=OM1500 TYPE=Isolator1

DOF=U1 KE=1E+08 CE=0

DOF=U2 KE=1494.4 CE=0 K=93400 YIELD=74.7 RATIO=0

DOF=U3 KE=5860.8 CE=0 K=93400 YIELD=74.7 RATIO=.04706

NAME=OM2000 TYPE=Isolator1

DOF=U1 KE=1E+08 CE=0

DOF=U2 KE=1624 CE=0 K=101500 YIELD=81.2 RATIO=0

DOF=U3 KE=12174 CE=0 K=101500 YIELD=81.2 RATIO=.10425

NAME=ED5000 TYPE=Isolator1

DOF=U1 KE=1E+08 CE=0

DOF=U2 KE=9440.8 CE=0 K=270800 YIELD=216.6 RATIO=.02327

DOF=U3 KE=13039.3 CE=0 K=270800 YIELD=216.6 RATIO=.03246

NAME=ED6000 TYPE=Isolator1

DOF=U1 KE=1E+08 CE=0

DOF=U2 KE=10051.8 CE=0 K=323500 YIELD=258.8 RATIO=.01948

DOF=U3 KE=13865.9 CE=0 K=323500 YIELD=258.8 RATIO=.02718

NAME=ED7000 TYPE=Isolator1

DOF=U1 KE=1E+08 CE=0

DOF=U2 KE=11057 CE=0 K=410200 YIELD=328.2 RATIO=.01536

DOF=U3 KE=15225.9 CE=0 K=410200 YIELD=328.2 RATIO=.02143

3) 받침 모델링

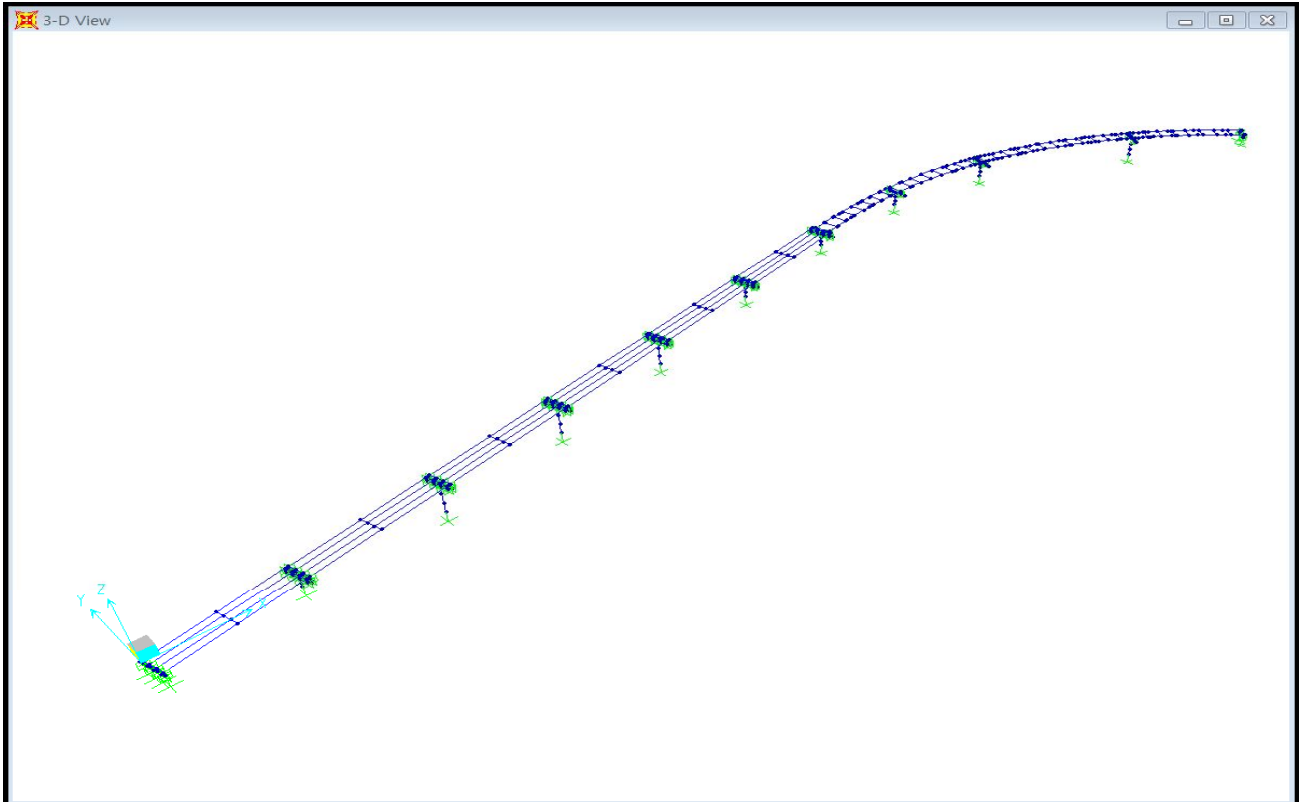
: SAP2000 Non-Liner Link를 사용하여 각 받침의 spring 계수에 대해 모델링

3. 구조해석

3.1 MODELING

오창 JCT RAMP-D교의 기본적인 모델링은 상부 및 하부구조물은 FRAME요소를 이용하였고,
하부구조와 상부구조를 연결하는 교량받침의 특성에 대해서 SAP2000에서 정의하는
NLLink 라는 요소를 사용하였다.

1) 교량전체 모델



3.2 전산INPUT DATA

SYSTEM
DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ LENGTH=m FORCE=KN LINES=59

JOINT
1 X=-.0199 Y=.6853 Z=0
2 X=.5036 Y=.7942 Z=0
3 X=17.1445 Y=4.2544 Z=0
4 X=33.7854 Y=7.7147 Z=0
5 X=34.2748 Y=7.8164 Z=0
6 X=34.7643 Y=7.9182 Z=0
7 X=53.8523 Y=11.8873 Z=0
8 X=72.9404 Y=15.8564 Z=0
9 X=73.4298 Y=15.9582 Z=0
10 X=73.9193 Y=16.06 Z=0
11 X=93.0073 Y=20.029 Z=0
12 X=112.0954 Y=23.9982 Z=0
13 X=112.5848 Y=24.0999 Z=0
14 X=113.0743 Y=24.2017 Z=0
15 X=132.1623 Y=28.1708 Z=0
16 X=151.2504 Y=32.1399 Z=0
17 X=151.7397 Y=32.2417 Z=0
18 X=152.2292 Y=32.3435 Z=0
19 X=171.3173 Y=36.3126 Z=0
20 X=190.4053 Y=40.2817 Z=0
21 X=190.8947 Y=40.3834 Z=0
22 X=191.3842 Y=40.4852 Z=0
23 X=210.4728 Y=44.4368 Z=0
24 X=229.5671 Y=48.3896 Z=0
25 X=230.0669 Y=48.4931 Z=0
26 X=.4178 Y=-1.4197 Z=0
27 X=.9413 Y=-1.3108 Z=0
28 X=17.5822 Y=2.1494 Z=0
29 X=34.2231 Y=5.6097 Z=0

30 X=34.7125 Y=5.7114 Z=0
31 X=35.202 Y=5.8132 Z=0
32 X=54.29 Y=9.7823 Z=0
33 X=73.3781 Y=13.7514 Z=0
34 X=73.8675 Y=13.8532 Z=0
35 X=74.357 Y=13.955 Z=0
36 X=93.445 Y=17.9241 Z=0
37 X=112.5331 Y=21.8932 Z=0
38 X=113.0225 Y=21.9949 Z=0
39 X=113.512 Y=22.0967 Z=0
40 X=132.6 Y=26.0658 Z=0
41 X=151.6881 Y=30.0349 Z=0
42 X=152.1774 Y=30.1367 Z=0
43 X=152.6669 Y=30.2385 Z=0
44 X=171.755 Y=34.2076 Z=0
45 X=190.843 Y=38.1767 Z=0
46 X=191.3324 Y=38.2784 Z=0
47 X=191.8219 Y=38.3802 Z=0
48 X=210.92 Y=42.3338 Z=0
49 X=230.0055 Y=46.2847 Z=0
50 X=230.5068 Y=46.3885 Z=0
51 X=.8555 Y=-3.5247 Z=0
52 X=1.379 Y=-3.4158 Z=0
53 X=18.0199 Y=.0445 Z=0
54 X=34.6608 Y=3.5047 Z=0
55 X=35.1502 Y=3.6065 Z=0
56 X=35.6397 Y=3.7083 Z=0
57 X=54.7277 Y=7.6773 Z=0
58 X=73.8158 Y=11.6465 Z=0
59 X=74.3052 Y=11.7482 Z=0
60 X=74.7947 Y=11.85 Z=0
61 X=93.8827 Y=15.8191 Z=0
62 X=112.9708 Y=19.7882 Z=0
63 X=113.4602 Y=19.89 Z=0
64 X=113.9497 Y=19.9918 Z=0
65 X=133.0377 Y=23.9609 Z=0
66 X=152.1258 Y=27.93 Z=0
67 X=152.6151 Y=28.0317 Z=0
68 X=153.1046 Y=28.1335 Z=0
69 X=172.1927 Y=32.1026 Z=0
70 X=191.2807 Y=36.0717 Z=0
71 X=191.7701 Y=36.1735 Z=0
72 X=192.2596 Y=36.2753 Z=0
73 X=211.3673 Y=40.2308 Z=0
74 X=230.4438 Y=44.1798 Z=0
75 X=230.9466 Y=44.2839 Z=0
76 X=1.2932 Y=-5.6296 Z=0
77 X=1.8168 Y=-5.5208 Z=0
78 X=18.4576 Y=-2.0605 Z=0
79 X=35.0985 Y=1.3997 Z=0
80 X=35.5879 Y=1.5015 Z=0
81 X=36.0774 Y=1.6033 Z=0
82 X=55.1654 Y=5.5724 Z=0
83 X=74.2535 Y=9.5415 Z=0
84 X=74.7429 Y=9.6432 Z=0
85 X=75.2324 Y=9.745 Z=0
86 X=94.3204 Y=13.7141 Z=0
87 X=113.4085 Y=17.6832 Z=0
88 X=113.8979 Y=17.785 Z=0
89 X=114.3874 Y=17.8868 Z=0
90 X=133.4754 Y=21.8559 Z=0
91 X=152.5635 Y=25.825 Z=0
92 X=153.0528 Y=25.9267 Z=0
93 X=153.5423 Y=26.0285 Z=0
94 X=172.6304 Y=29.9976 Z=0
95 X=191.7184 Y=33.9667 Z=0
96 X=192.2078 Y=34.0685 Z=0
97 X=192.6974 Y=34.1703 Z=0
98 X=211.8145 Y=38.1277 Z=0
99 X=230.882 Y=42.0748 Z=0
J1 X=34.9314 Y=4.659 Z=-1.4
J2 X=74.0863 Y=12.8007 Z=-1.4
J3 X=113.2413 Y=20.9425 Z=-1.4
J4 X=152.3963 Y=29.0842 Z=-1.4
J5 X=191.5513 Y=37.226 Z=-1.4
J6 X=230.7265 Y=45.3373 Z=-1.4
J7 X=270.0532 Y=50.5457 Z=-1.4
J8 X=309.1538 Y=47.0113 Z=-1.4
J9 X=363.158 Y=24.0101 Z=-1.4
100 X=231.3864 Y=42.1792 Z=0
101 X=230.4041 Y=47.6127 Z=0
102 X=230.9435 Y=47.7191 Z=0
103 X=235.3084 Y=48.5605 Z=0
104 X=235.922 Y=48.6756 Z=0
105 X=240.2245 Y=49.4556 Z=0
106 X=240.8394 Y=49.5629 Z=0
107 X=243.3022 Y=49.9811 Z=0
108 X=245.1517 Y=50.2821 Z=0
109 X=250.0916 Y=51.0246 Z=0
110 X=253.1852 Y=51.4391 Z=0
111 X=255.0445 Y=51.6676 Z=0
112 X=255.6641 Y=51.7402 Z=0
113 X=259.3884 Y=52.1364 Z=0
114 X=260.0102 Y=52.1956 Z=0
115 X=264.3642 Y=52.551 Z=0
116 X=264.9872 Y=52.593 Z=0
117 X=269.973 Y=52.8443 Z=0
118 X=274.9641 Y=52.9403 Z=0
119 X=275.5877 Y=52.9413 Z=0
120 X=279.9557 Y=52.8802 Z=0
121 X=284.943 Y=52.6643 Z=0
122 X=289.9212 Y=52.2926 Z=0
123 X=294.8853 Y=51.7656 Z=0
124 X=296.1235 Y=51.6096 Z=0
125 X=296.7418 Y=51.5281 Z=0
126 X=299.8305 Y=51.0837 Z=0
127 X=302.9091 Y=50.5793 Z=0
128 X=304.7519 Y=50.2477 Z=0

129 X=306.59 Y=49.8947 Z=0
130 X=308.4246 Y=49.52 Z=0
131 X=309.6449 Y=49.2583 Z=0
132 X=310.8631 Y=48.9871 Z=0
133 X=312.686 Y=48.5625 Z=0
134 X=314.5045 Y=48.1165 Z=0
135 X=316.317 Y=47.6493 Z=0
136 X=319.3261 Y=46.8234 Z=0
137 X=322.9145 Y=45.755 Z=0
138 X=324.105 Y=45.3803 Z=0
139 X=324.6987 Y=45.1895 Z=0
140 X=325.8847 Y=44.8008 Z=0
141 X=328.8364 Y=43.7885 Z=0
142 X=330.5971 Y=43.1538 Z=0
143 X=332.9335 Y=42.2752 Z=0
144 X=333.5158 Y=42.0498 Z=0
145 X=338.1385 Y=40.1656 Z=0
146 X=340.9966 Y=38.9152 Z=0
147 X=342.7002 Y=38.138 Z=0
148 X=343.2655 Y=37.8747 Z=0
149 X=347.1962 Y=35.9688 Z=0
150 X=348.8641 Y=35.1195 Z=0
151 X=349.9706 Y=34.5423 Z=0
152 X=351.6223 Y=33.6602 Z=0
153 X=352.7174 Y=33.0615 Z=0
154 X=355.9741 Y=31.2144 Z=0
155 X=358.654 Y=29.6174 Z=0
156 X=359.7173 Y=28.9639 Z=0
157 X=360.2473 Y=28.6338 Z=0
158 X=361.8284 Y=27.6321 Z=0
159 X=363.3982 Y=26.6115 Z=0
160 X=364.4379 Y=25.921 Z=0
161 X=365.4721 Y=25.2225 Z=0
162 X=367.0128 Y=24.1598 Z=0
163 X=368.5416 Y=23.0786 Z=0
164 X=369.0479 Y=22.7146 Z=0
165 X=370.057 Y=21.9801 Z=0
166 X=372.5545 Y=20.1094 Z=0
167 X=375.5022 Y=17.8009 Z=0
168 X=376.4728 Y=17.0163 Z=0
169 X=376.9555 Y=16.6214 Z=0
170 X=380.2952 Y=13.8049 Z=0
171 X=382.6358 Y=11.7417 Z=0
172 X=384.023 Y=10.4835 Z=0
173 X=387.6579 Y=7.0603 Z=0
174 X=389.8833 Y=4.8727 Z=0
175 X=391.2023 Y=3.5428 Z=0
176 X=394.2829 Y=3.391 Z=0
177 X=394.6385 Y=-.0395 Z=0
178 X=231.3441 Y=43.1095 Z=0
179 X=231.8796 Y=43.2151 Z=0
180 X=236.1592 Y=44.0399 Z=0
181 X=236.7671 Y=44.1539 Z=0
182 X=241.0193 Y=44.9248 Z=0
183 X=241.6267 Y=45.0308 Z=0
184 X=244.0554 Y=45.4432 Z=0
185 X=245.8764 Y=45.7395 Z=0
186 X=250.7319 Y=46.4694 Z=0
187 X=253.7661 Y=46.8759 Z=0
188 X=255.5862 Y=47.0996 Z=0
189 X=256.193 Y=47.1707 Z=0
190 X=259.8325 Y=47.5579 Z=0
191 X=260.4388 Y=47.6156 Z=0
192 X=264.6826 Y=47.962 Z=0
193 X=265.2884 Y=48.0029 Z=0
194 X=270.1333 Y=48.2471 Z=0
195 X=274.9807 Y=48.3403 Z=0
196 X=275.5869 Y=48.3413 Z=0
197 X=279.8285 Y=48.282 Z=0
198 X=284.6722 Y=48.0723 Z=0
199 X=289.507 Y=47.7113 Z=0
200 X=294.3282 Y=47.1995 Z=0
201 X=295.5308 Y=47.048 Z=0
202 X=296.1318 Y=46.9687 Z=0
203 X=299.131 Y=46.5372 Z=0
204 X=302.1215 Y=46.0472 Z=0
205 X=303.9107 Y=45.7252 Z=0
206 X=305.6964 Y=45.3823 Z=0
207 X=307.4776 Y=45.0185 Z=0
208 X=308.6628 Y=44.7643 Z=0
209 X=309.8459 Y=44.5009 Z=0
210 X=311.6169 Y=44.0885 Z=0
211 X=313.3825 Y=43.6554 Z=0
212 X=315.1433 Y=43.2016 Z=0
213 X=318.0653 Y=42.3995 Z=0
214 X=321.5504 Y=41.362 Z=0
215 X=322.7065 Y=40.998 Z=0
216 X=323.2837 Y=40.8126 Z=0
217 X=324.4355 Y=40.4351 Z=0
218 X=327.3017 Y=39.4521 Z=0
219 X=329.0123 Y=38.8354 Z=0
220 X=331.2813 Y=37.9822 Z=0
221 X=331.8463 Y=37.7634 Z=0
222 X=336.336 Y=35.9335 Z=0
223 X=339.1123 Y=34.7189 Z=0
224 X=340.7663 Y=33.9642 Z=0
225 X=341.3158 Y=33.7083 Z=0
226 X=345.1329 Y=31.8575 Z=0
227 X=346.7532 Y=31.0324 Z=0
228 X=347.8279 Y=30.4718 Z=0
229 X=349.4315 Y=29.6154 Z=0
230 X=350.4951 Y=29.0339 Z=0
231 X=353.658 Y=27.24 Z=0
232 X=356.2612 Y=25.6887 Z=0
233 X=357.2939 Y=25.054 Z=0
234 X=357.8082 Y=24.7338 Z=0
235 X=359.3442 Y=23.7606 Z=0
236 X=360.8683 Y=22.7697 Z=0

237 X=361.878 Y=22.0991 Z=0
238 X=362.8825 Y=21.4206 Z=0
239 X=364.3793 Y=20.3882 Z=0
240 X=365.8636 Y=19.3385 Z=0
241 X=366.3558 Y=18.9846 Z=0
242 X=367.3358 Y=18.2713 Z=0
243 X=369.761 Y=16.4548 Z=0
244 X=372.624 Y=14.2127 Z=0
245 X=373.5671 Y=13.4502 Z=0
246 X=374.0367 Y=13.0661 Z=0
247 X=377.2845 Y=10.327 Z=0
248 X=379.5638 Y=8.3178 Z=0
249 X=380.9149 Y=7.0924 Z=0
250 X=384.4598 Y=3.7539 Z=0
251 X=386.6329 Y=1.6177 Z=0
252 X=387.9211 Y=.3188 Z=0
253 X=390.9335 Y=-2.8139 Z=0
254 X=391.2815 Y=-3.1844 Z=0
255 X=.5036 Y=.7942 Z=-1
256 X=.9413 Y=-1.3108 Z=-1
257 X=1.379 Y=-3.4158 Z=-1
258 X=1.8168 Y=-5.5208 Z=-1
259 X=33.7854 Y=7.7147 Z=-1
260 X=34.2231 Y=5.6097 Z=-1
261 X=34.6608 Y=3.5047 Z=-1
262 X=35.0985 Y=1.3997 Z=-1
263 X=34.7643 Y=7.9182 Z=-1
264 X=35.202 Y=5.8132 Z=-1
265 X=35.6397 Y=3.7083 Z=-1
266 X=36.0774 Y=1.6033 Z=-1
267 X=72.9404 Y=15.8564 Z=-1
268 X=73.3781 Y=13.7514 Z=-1
269 X=73.8158 Y=11.6465 Z=-1
270 X=74.2535 Y=9.5415 Z=-1
271 X=73.9193 Y=16.06 Z=-1
272 X=74.357 Y=13.955 Z=-1
273 X=74.7947 Y=11.85 Z=-1
274 X=75.2324 Y=9.745 Z=-1
275 X=112.0954 Y=23.9982 Z=-1
276 X=112.5331 Y=21.8932 Z=-1
277 X=112.9708 Y=19.7882 Z=-1
278 X=113.4085 Y=17.6832 Z=-1
279 X=113.0743 Y=24.2017 Z=-1
280 X=113.512 Y=22.0967 Z=-1
281 X=113.9497 Y=19.9918 Z=-1
282 X=114.3874 Y=17.8868 Z=-1
283 X=151.2504 Y=32.1399 Z=-1
284 X=151.6881 Y=30.0349 Z=-1
285 X=152.1258 Y=27.93 Z=-1
286 X=152.5635 Y=25.825 Z=-1
287 X=152.2292 Y=32.3435 Z=-1
288 X=152.6669 Y=30.2385 Z=-1
289 X=153.1046 Y=28.1335 Z=-1
290 X=153.5423 Y=26.0285 Z=-1
291 X=190.4053 Y=40.2817 Z=-1
292 X=190.843 Y=38.1767 Z=-1
293 X=191.2807 Y=36.0717 Z=-1
294 X=191.7184 Y=33.9667 Z=-1
295 X=191.3842 Y=40.4852 Z=-1
296 X=191.8219 Y=38.3802 Z=-1
297 X=192.2596 Y=36.2753 Z=-1
298 X=192.6974 Y=34.1703 Z=-1
299 X=229.5671 Y=48.3896 Z=-1
300 X=230.0055 Y=46.2847 Z=-1
301 X=230.4438 Y=44.1798 Z=-1
302 X=230.882 Y=42.0748 Z=-1
303 X=230.9435 Y=47.7191 Z=-1
304 X=231.8796 Y=43.2151 Z=-1
305 X=269.973 Y=52.8443 Z=-1
306 X=270.1333 Y=48.2471 Z=-1
307 X=309.6449 Y=49.2583 Z=-1
308 X=308.6628 Y=44.7643 Z=-1
309 X=364.4379 Y=25.921 Z=-1
310 X=361.878 Y=22.0991 Z=-1
311 X=394.2829 Y=.3391 Z=-1
312 X=390.9335 Y=-2.8139 Z=-1
313 X=.5036 Y=.7942 Z=-1.4
314 X=.9413 Y=-1.3108 Z=-1.4
315 X=1.379 Y=-3.4158 Z=-1.4
316 X=1.8168 Y=-5.5208 Z=-1.4
317 X=394.2829 Y=.3391 Z=-1.4
318 X=390.9335 Y=-2.8139 Z=-1.4
319 X=34.117 Y=8.5752 Z=-1.4
320 X=34.2748 Y=7.8164 Z=-1.4
321 X=34.4937 Y=6.7639 Z=-1.4
322 X=34.7125 Y=5.7114 Z=-1.4
323 X=34.7278 Y=5.638 Z=-1.4
324 X=34.751 Y=5.5264 Z=-1.4
326 X=35.1117 Y=3.7915 Z=-1.4
327 X=35.1349 Y=3.6799 Z=-1.4
328 X=35.1502 Y=3.6065 Z=-1.4
329 X=35.3691 Y=2.554 Z=-1.4
330 X=35.5879 Y=1.5015 Z=-1.4
331 X=35.7457 Y=.7427 Z=-1.4
332 X=34.9314 Y=4.659 Z=-5.3395
333 X=33.7854 Y=7.7147 Z=-1.4
334 X=34.2231 Y=5.6097 Z=-1.4
335 X=34.6608 Y=3.5047 Z=-1.4
336 X=35.0985 Y=1.3997 Z=-1.4
337 X=34.7643 Y=7.9182 Z=-1.4
338 X=35.202 Y=5.8132 Z=-1.4
339 X=35.6397 Y=3.7083 Z=-1.4
340 X=36.0774 Y=1.6033 Z=-1.4
341 X=73.272 Y=16.7169 Z=-1.4
342 X=73.4298 Y=15.9582 Z=-1.4
343 X=73.6486 Y=14.9057 Z=-1.4
344 X=73.8675 Y=13.8532 Z=-1.4
345 X=73.8827 Y=13.7798 Z=-1.4

346 X=73.906 Y=13.6682 Z=-1.4
348 X=74.2667 Y=11.9333 Z=-1.4
349 X=74.2899 Y=11.8217 Z=-1.4
350 X=74.3052 Y=11.7482 Z=-1.4
351 X=74.524 Y=10.6957 Z=-1.4
352 X=74.7429 Y=9.6432 Z=-1.4
353 X=74.9007 Y=8.8845 Z=-1.4
354 X=74.0863 Y=12.8007 Z=-12.2395
355 X=72.9404 Y=15.8564 Z=-1.4
356 X=73.3781 Y=13.7514 Z=-1.4
357 X=73.8158 Y=11.6465 Z=-1.4
358 X=74.2535 Y=9.5415 Z=-1.4
359 X=73.9193 Y=16.06 Z=-1.4
360 X=74.357 Y=13.955 Z=-1.4
361 X=74.7947 Y=11.85 Z=-1.4
362 X=75.2324 Y=9.745 Z=-1.4
363 X=112.427 Y=24.8587 Z=-1.4
364 X=112.5848 Y=24.0999 Z=-1.4
365 X=112.8036 Y=23.0474 Z=-1.4
366 X=113.0225 Y=21.9949 Z=-1.4
367 X=113.0377 Y=21.9215 Z=-1.4
368 X=113.0609 Y=21.8099 Z=-1.4
370 X=113.4217 Y=20.075 Z=-1.4
371 X=113.4449 Y=19.9634 Z=-1.4
372 X=113.4602 Y=19.89 Z=-1.4
373 X=113.679 Y=18.8375 Z=-1.4
374 X=113.8979 Y=17.785 Z=-1.4
375 X=114.0556 Y=17.0262 Z=-1.4
376 X=113.2413 Y=20.9425 Z=-11.9395
377 X=112.0954 Y=23.9982 Z=-1.4
378 X=112.5331 Y=21.8932 Z=-1.4
379 X=112.9708 Y=19.7882 Z=-1.4
380 X=113.4085 Y=17.6832 Z=-1.4
381 X=113.0743 Y=24.2017 Z=-1.4
382 X=113.512 Y=22.0967 Z=-1.4
383 X=113.9497 Y=19.9918 Z=-1.4
384 X=114.3874 Y=17.8868 Z=-1.4
385 X=151.5819 Y=33.0004 Z=-1.4
386 X=151.7397 Y=32.2417 Z=-1.4
387 X=151.9586 Y=31.1892 Z=-1.4
388 X=152.1774 Y=30.1367 Z=-1.4
389 X=152.1927 Y=30.0633 Z=-1.4
390 X=152.2159 Y=29.9517 Z=-1.4
392 X=152.5767 Y=28.2168 Z=-1.4
393 X=152.5999 Y=28.1052 Z=-1.4
394 X=152.6151 Y=28.0317 Z=-1.4
395 X=152.834 Y=26.9792 Z=-1.4
396 X=153.0528 Y=25.9267 Z=-1.4
397 X=153.2106 Y=25.168 Z=-1.4
398 X=152.3963 Y=29.0842 Z=-11.1395
399 X=151.2504 Y=32.1399 Z=-1.4
400 X=151.6881 Y=30.0349 Z=-1.4
401 X=152.1258 Y=27.93 Z=-1.4
402 X=152.5635 Y=25.825 Z=-1.4
403 X=152.2292 Y=32.3435 Z=-1.4
404 X=152.6669 Y=30.2385 Z=-1.4
405 X=153.1046 Y=28.1335 Z=-1.4
406 X=153.5423 Y=26.0285 Z=-1.4
407 X=190.7369 Y=41.1422 Z=-1.4
408 X=190.8947 Y=40.3834 Z=-1.4
409 X=191.1135 Y=39.3309 Z=-1.4
410 X=191.3324 Y=38.2784 Z=-1.4
411 X=191.3477 Y=38.205 Z=-1.4
412 X=191.3709 Y=38.0934 Z=-1.4
414 X=191.7316 Y=36.3585 Z=-1.4
415 X=191.7548 Y=36.2469 Z=-1.4
416 X=191.7701 Y=36.1735 Z=-1.4
417 X=191.989 Y=35.121 Z=-1.4
418 X=192.2078 Y=34.0685 Z=-1.4
419 X=192.3656 Y=33.3097 Z=-1.4
420 X=191.5513 Y=37.226 Z=-7.0395
421 X=190.4053 Y=40.2817 Z=-1.4
422 X=190.843 Y=38.1767 Z=-1.4
423 X=191.2807 Y=36.0717 Z=-1.4
424 X=191.7184 Y=33.9667 Z=-1.4
425 X=191.3842 Y=40.4852 Z=-1.4
426 X=191.8219 Y=38.3802 Z=-1.4
427 X=192.2596 Y=36.2753 Z=-1.4
428 X=192.6974 Y=34.1703 Z=-1.4
429 X=229.9082 Y=49.2527 Z=-1.4
430 X=230.0668 Y=48.4941 Z=-1.4
431 X=230.2587 Y=47.5759 Z=-1.4
432 X=230.2867 Y=47.4418 Z=-1.4
433 X=230.5066 Y=46.3895 Z=-1.4
434 X=230.5219 Y=46.3161 Z=-1.4
435 X=230.5452 Y=46.2045 Z=-1.4
437 X=230.7291 Y=45.3245 Z=-1.4
438 X=230.9077 Y=44.47 Z=-1.4
439 X=230.931 Y=44.3584 Z=-1.4
440 X=230.9464 Y=44.285 Z=-1.4
441 X=231.1663 Y=43.2327 Z=-1.4
442 X=231.1996 Y=43.0732 Z=-1.4
443 X=231.3862 Y=42.1805 Z=-1.4
444 X=231.5447 Y=41.4218 Z=-1.4
445 X=230.7265 Y=45.3373 Z=-6.4835
446 X=229.5671 Y=48.3896 Z=-1.4
447 X=230.0055 Y=46.2847 Z=-1.4
448 X=230.4438 Y=44.1798 Z=-1.4
449 X=230.882 Y=42.0748 Z=-1.4
450 X=230.9435 Y=47.7191 Z=-1.4
451 X=231.8796 Y=43.2151 Z=-1.4
452 X=269.9138 Y=54.5432 Z=-1.4
453 X=269.973 Y=52.8443 Z=-1.4
454 X=270.0183 Y=51.5451 Z=-1.4
455 X=270.0223 Y=51.4311 Z=-1.4
457 X=270.084 Y=49.6602 Z=-1.4
458 X=270.088 Y=49.5463 Z=-1.4
459 X=270.1333 Y=48.2471 Z=-1.4

460 X=270.1926 Y=46.5481 Z=-1.4
461 X=270.0532 Y=50.5457 Z=-7.1575
462 X=310.0078 Y=50.9191 Z=-1.4
463 X=309.6449 Y=49.2583 Z=-1.4
464 X=309.3673 Y=47.9882 Z=-1.4
465 X=309.343 Y=47.8769 Z=-1.4
467 X=308.9647 Y=46.1457 Z=-1.4
468 X=308.9403 Y=46.0344 Z=-1.4
469 X=308.6628 Y=44.7643 Z=-1.4
470 X=308.2999 Y=43.1035 Z=-1.4
471 X=309.1538 Y=47.0113 Z=-7.859
472 X=365.3839 Y=27.3335 Z=-1.4
473 X=364.4379 Y=25.921 Z=-1.4
474 X=363.7144 Y=24.8409 Z=-1.4
475 X=363.651 Y=24.7462 Z=-1.4
477 X=362.6649 Y=23.2739 Z=-1.4
478 X=362.6015 Y=23.1792 Z=-1.4
479 X=361.878 Y=22.0991 Z=-1.4
480 X=360.932 Y=20.6866 Z=-1.4
481 X=363.158 Y=24.0101 Z=-9.259
482 X=34.9314 Y=4.659 Z=-2.713167
483 X=34.9314 Y=4.659 Z=-4.026333
484 X=74.0863 Y=12.8007 Z=-5.013167
485 X=74.0863 Y=12.8007 Z=-8.626333
486 X=113.2413 Y=20.9425 Z=-4.913167
487 X=113.2413 Y=20.9425 Z=-8.426333
488 X=152.3963 Y=29.0842 Z=-4.6465
489 X=152.3963 Y=29.0842 Z=-7.893
490 X=191.5513 Y=37.226 Z=-3.279833
491 X=191.5513 Y=37.226 Z=-5.159667
492 X=230.7265 Y=45.3373 Z=-3.0945
493 X=230.7265 Y=45.3373 Z=-4.789
494 X=270.0532 Y=50.5457 Z=-3.319167
495 X=270.0532 Y=50.5457 Z=-5.238333
496 X=309.1538 Y=47.0113 Z=-3.553
497 X=309.1538 Y=47.0113 Z=-5.706
498 X=363.158 Y=24.0101 Z=-4.019667
499 X=363.158 Y=24.0101 Z=-6.639333

RESTRAINT

ADD=313 DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3
ADD=314 DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3
ADD=315 DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3
ADD=316 DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3
ADD=317 DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3
ADD=318 DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3
ADD=332 DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3
ADD=354 DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3
ADD=376 DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3
ADD=398 DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3
ADD=420 DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3
ADD=445 DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3
ADD=461 DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3
ADD=471 DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3
ADD=481 DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3

PATTERN

NAME=DEFAULT

MATERIAL

NAME=CONC01 IDES=C
T=0 E=2.7849E+07 U=.15 A=.00001
NAME=CONC02 IDES=C
T=0 E=3.18791E+07 U=.15 A=.00001
NAME=STEEL IDES=C
T=0 E=2.05E+08 U=.15 A=.00001
NAME=RIGID IDES=C
T=0 E=2.05E+08 U=.15 A=.00001
NAME=P02CONC1 IDES=C M=2.54842 W=25
T=0 E=2.7804E+07 U=.15 A=.00001
NAME=P02CONC2 IDES=C M=2.54842 W=25
T=0 E=2.7804E+07 U=.15 A=.00001
NAME=P02CONC3 IDES=C M=2.54842 W=25
T=0 E=2.7804E+07 U=.15 A=.00001
NAME=P03CONC1 IDES=C M=2.54842 W=25
T=0 E=2.7804E+07 U=.15 A=.00001
NAME=P03CONC2 IDES=C M=2.54842 W=25
T=0 E=2.7804E+07 U=.15 A=.00001
NAME=P03CONC3 IDES=C M=2.54842 W=25
T=0 E=2.7804E+07 U=.15 A=.00001
NAME=P04CONC1 IDES=C M=2.54842 W=25
T=0 E=2.7804E+07 U=.15 A=.00001
NAME=P04CONC2 IDES=C M=2.54842 W=25
T=0 E=2.7804E+07 U=.15 A=.00001
NAME=P04CONC3 IDES=C M=2.54842 W=25
T=0 E=2.7804E+07 U=.15 A=.00001
NAME=P05CONC1 IDES=C M=2.54842 W=25
T=0 E=2.7804E+07 U=.15 A=.00001
NAME=P05CONC2 IDES=C M=2.54842 W=25
T=0 E=2.7804E+07 U=.15 A=.00001
NAME=P05CONC3 IDES=C M=2.54842 W=25
T=0 E=2.7804E+07 U=.15 A=.00001
NAME=P06CONC1 IDES=C M=2.54842 W=25
T=0 E=2.7804E+07 U=.15 A=.00001
NAME=P06CONC2 IDES=C M=2.54842 W=25
T=0 E=2.7804E+07 U=.15 A=.00001
NAME=P06CONC3 IDES=C M=2.54842 W=25
T=0 E=2.7804E+07 U=.15 A=.00001
NAME=P07CONC1 IDES=C M=2.54842 W=25
T=0 E=2.7804E+07 U=.15 A=.00001
NAME=P07CONC2 IDES=C M=2.54842 W=25
T=0 E=2.7804E+07 U=.15 A=.00001
NAME=P07CONC3 IDES=C M=2.54842 W=25
T=0 E=2.7804E+07 U=.15 A=.00001
NAME=P08CONC1 IDES=C M=2.54842 W=25
T=0 E=2.7804E+07 U=.15 A=.00001
NAME=P08CONC2 IDES=C M=2.54842 W=25
T=0 E=2.7804E+07 U=.15 A=.00001

NAME=P08CONC3 IDES=C M=2.54842 W=25
T=0 E=2.7804E+07 U=.15 A=.00001
NAME=P09CONC1 IDES=C M=2.54842 W=25
T=0 E=2.7804E+07 U=.15 A=.00001
NAME=P09CONC2 IDES=C M=2.54842 W=25
T=0 E=2.7804E+07 U=.15 A=.00001
NAME=P09CONC3 IDES=C M=2.54842 W=25
T=0 E=2.7804E+07 U=.15 A=.00001
NAME=P10CONC1 IDES=C M=2.54842 W=25
T=0 E=2.7804E+07 U=.15 A=.00001
NAME=P10CONC2 IDES=C M=2.54842 W=25
T=0 E=2.7804E+07 U=.15 A=.00001
NAME=P10CONC3 IDES=C M=2.54842 W=25
T=0 E=2.7804E+07 U=.15 A=.00001
NAME=CONC IDES=C
T=0 E=2.8E+07 U=.2 A=.0000099

FRAME SECTION

NAME=GIRDER01 MAT=STEEL MPL=6.81053 A=.397217 J=.123937 I=.147794..573631 AS=0.0 T=1.1
NAME=GIRDER02 MAT=STEEL MPL=6.81053 A=.273446 J=.139541 I=.144537..363613 AS=0.0 T=1.1
NAME=GIRDER03 MAT=STEEL MPL=6.81053 A=.259754 J=.139959 I=.144075..360117 AS=0.0 T=1.1
NAME=GIRDER04 MAT=STEEL MPL=6.81053 A=.240446 J=.139541 I=.141863..342565 AS=0.0 T=1.1
NAME=GIRDER05 MAT=STEEL MPL=6.81053 A=.271346 J=.139541 I=.158048..363515 AS=0.0 T=1.1
NAME=GIRDER06 MAT=STEEL MPL=6.81053 A=.281846 J=.139541 I=.158692..366884 AS=0.0 T=1.1
NAME=GIRDER07 MAT=STEEL MPL=6.81053 A=.287126 J=.147226 I=.170334..369954 AS=0.0 T=1.1
NAME=GIRDER08 MAT=STEEL MPL=6.81053 A=.280826 J=.147226 I=.169863..367261 AS=0.0 T=1.1
NAME=GIRDER09 MAT=STEEL MPL=6.81053 A=.275546 J=.139541 I=.158311..364191 AS=0.0 T=1.1
NAME=GIRDER10 MAT=STEEL MPL=6.81053 A=.287174 J=.147455 I=.170711..370024 AS=0.0 T=1.1
NAME=GIRDER11 MAT=STEEL MPL=6.81053 A=.282338 J=.154473 I=.181901..369462 AS=0.0 T=1.1
NAME=GIRDER12 MAT=STEEL MPL=6.81053 A=.29117 J=.178654 I=.225554..377701 AS=0.0 T=1.1
NAME=GIRDER13 MAT=STEEL MPL=6.81053 A=.294314 J=.194493 I=.255986..382276 AS=0.0 T=1.1
NAME=GIRDER14 MAT=STEEL MPL=6.81053 A=.307446 J=.237001 I=.30442..40154 AS=0.0 T=1.1
NAME=GIRDER15 MAT=STEEL MPL=6.81053 A=.312906 J=.264491 I=.359734..409498 AS=0.0 T=1.1
NAME=GIRDER16 MAT=STEEL MPL=6.81053 A=.298226 J=.214453 I=.296898..387968 AS=0.0 T=1.1
NAME=GIRDER17 MAT=STEEL MPL=6.81053 A=.28589 J=.171724 I=.212023..374631 AS=0.0 T=1.1
NAME=GIRDER18 MAT=STEEL MPL=6.81053 A=.288638 J=.154473 I=.182436..372154 AS=0.0 T=1.1
NAME=GIRDER19 MAT=STEEL MPL=6.81053 A=.252626 J=.147226 I=.16617..348428 AS=0.0 T=1.1
NAME=GIRDER20 MAT=STEEL MPL=6.81053 A=.241046 J=.139541 I=.143052..342662 AS=0.0 T=1.1
NAME=GIRDER21 MAT=STEEL MPL=6.81053 A=.265046 J=.139541 I=.145368..360822 AS=0.0 T=1.1
NAME=GIRDER22 MAT=STEEL MPL=6.81053 A=.260354 J=.139959 I=.145308..360214 AS=0.0 T=1.1
NAME=GIRDER23 MAT=STEEL MPL=6.81053 A=.275546 J=.139541 I=.145855..364191 AS=0.0 T=1.1
NAME=GIRDER24 MAT=STEEL MPL=6.81053 A=.270914 J=.154081 I=.168771..366356 AS=0.0 T=1.1
NAME=GIRDER25 MAT=STEEL MPL=6.81053 A=.277214 J=.154081 I=.180377..369049 AS=0.0 T=1.1
NAME=GIRDER26 MAT=STEEL MPL=6.81053 A=.292406 J=.153586 I=.181586..373025 AS=0.0 T=1.1
NAME=GIRDER27 MAT=STEEL MPL=6.81053 A=.287618 J=.161008 I=.193745..37522 AS=0.0 T=1.1
NAME=GIRDER28 MAT=STEEL MPL=6.81053 A=.29645 J=.18446 I=.238636..380771 AS=0.0 T=1.1
NAME=GIRDER29 MAT=STEEL MPL=6.81053 A=.303746 J=.195666 I=.260212..386775 AS=0.0 T=1.1
NAME=GIRDER30 MAT=STEEL MPL=6.81053 A=.304874 J=.201474 I=.272017..388416 AS=0.0 T=1.1
NAME=GIRDER31 MAT=STEEL MPL=6.81053 A=.318006 J=.245947 I=.322532..40768 AS=0.0 T=1.1
NAME=GIRDER32 MAT=STEEL MPL=6.81053 A=.323466 J=.273952 I=.380762..415638 AS=0.0 T=1.1
NAME=GIRDER33 MAT=STEEL MPL=6.81053 A=.308786 J=.221776 I=.31524..394108 AS=0.0 T=1.1
NAME=GIRDER34 MAT=STEEL MPL=6.81053 A=.298466 J=.194762 I=.258872..383705 AS=0.0 T=1.1
NAME=GIRDER35 MAT=STEEL MPL=6.81053 A=.287618 J=.161008 I=.193745..372532 AS=0.0 T=1.1
NAME=GIRDER36 MAT=STEEL MPL=6.81053 A=.266654 J=.139959 I=.157925..362907 AS=0.0 T=1.1
NAME=GIRDER37 MAT=STEEL MPL=6.81053 A=.407903 J=.123937 I=.148892..629694 AS=0.0 T=1.1
NAME=GIRDER38 MAT=STEEL MPL=6.81053 A=.279274 J=.139541 I=.14572..394165 AS=0.0 T=1.1
NAME=GIRDER39 MAT=STEEL MPL=6.81053 A=.265583 J=.139959 I=.14531..390674 AS=0.0 T=1.1
NAME=GIRDER40 MAT=STEEL MPL=6.81053 A=.246274 J=.139541 I=.143236..373132 AS=0.0 T=1.1
NAME=GIRDER41 MAT=STEEL MPL=6.81053 A=.277174 J=.139541 I=.159466..394068 AS=0.0 T=1.1
NAME=GIRDER42 MAT=STEEL MPL=6.81053 A=.287674 J=.139541 I=.160059..397432 AS=0.0 T=1.1
NAME=GIRDER43 MAT=STEEL MPL=6.81053 A=.292954 J=.147226 I=.171858..400501 AS=0.0 T=1.1
NAME=GIRDER44 MAT=STEEL MPL=6.81053 A=.286654 J=.147226 I=.171422..39781 AS=0.0 T=1.1
NAME=GIRDER45 MAT=STEEL MPL=6.81053 A=.281374 J=.139541 I=.159708..394741 AS=0.0 T=1.1
NAME=GIRDER46 MAT=STEEL MPL=6.81053 A=.293002 J=.147455 I=.172239..40057 AS=0.0 T=1.1
NAME=GIRDER47 MAT=STEEL MPL=6.81053 A=.288166 J=.154473 I=.183572..40001 AS=0.0 T=1.1
NAME=GIRDER48 MAT=STEEL MPL=6.81053 A=.296998 J=.178654 I=.227706..408246 AS=0.0 T=1.1
NAME=GIRDER49 MAT=STEEL MPL=6.81053 A=.300142 J=.194493 I=.258434..41282 AS=0.0 T=1.1
NAME=GIRDER50 MAT=STEEL MPL=6.81053 A=.313274 J=.237001 I=.307421..43208 AS=0.0 T=1.1
NAME=GIRDER51 MAT=STEEL MPL=6.81053 A=.318734 J=.264491 I=.363298..440036 AS=0.0 T=1.1
NAME=GIRDER52 MAT=STEEL MPL=6.81053 A=.304054 J=.214453 I=.299747..418511 AS=0.0 T=1.1
NAME=GIRDER53 MAT=STEEL MPL=6.81053 A=.291718 J=.171724 I=.213975..405177 AS=0.0 T=1.1
NAME=GIRDER54 MAT=STEEL MPL=6.81053 A=.294466 J=.154473 I=.184069..4027 AS=0.0 T=1.1
NAME=GIRDER55 MAT=STEEL MPL=6.81053 A=.258454 J=.147226 I=.167959..378989 AS=0.0 T=1.1
NAME=GIRDER56 MAT=STEEL MPL=6.81053 A=.246874 J=.139541 I=.144445..373228 AS=0.0 T=1.1
NAME=GIRDER57 MAT=STEEL MPL=6.81053 A=.270874 J=.139541 I=.146604..391377 AS=0.0 T=1.1
NAME=GIRDER58 MAT=STEEL MPL=6.81053 A=.266183 J=.139959 I=.146561..390771 AS=0.0 T=1.1
NAME=GIRDER59 MAT=STEEL MPL=6.81053 A=.281374 J=.139541 I=.14705..394741 AS=0.0 T=1.1
NAME=GIRDER60 MAT=STEEL MPL=6.81053 A=.276743 J=.154081 I=.170358..396908 AS=0.0 T=1.1
NAME=GIRDER61 MAT=STEEL MPL=6.81053 A=.283043 J=.154081 I=.182156..399599 AS=0.0 T=1.1
NAME=GIRDER62 MAT=STEEL MPL=6.81053 A=.298234 J=.153586 I=.18327..403569 AS=0.0 T=1.1
NAME=GIRDER63 MAT=STEEL MPL=6.81053 A=.293446 J=.161008 I=.195591..405766 AS=0.0 T=1.1
NAME=GIRDER64 MAT=STEEL MPL=6.81053 A=.302278 J=.18446 I=.240991..411314 AS=0.0 T=1.1
NAME=GIRDER65 MAT=STEEL MPL=6.81053 A=.309574 J=.195666 I=.262702..417316 AS=0.0 T=1.1
NAME=GIRDER66 MAT=STEEL MPL=6.81053 A=.310702 J=.201474 I=.274622..418957 AS=0.0 T=1.1
NAME=GIRDER67 MAT=STEEL MPL=6.81053 A=.323834 J=.245947 I=.325703..438217 AS=0.0 T=1.1
NAME=GIRDER68 MAT=STEEL MPL=6.81053 A=.329294 J=.273952 I=.384518..446173 AS=0.0 T=1.1
NAME=GIRDER69 MAT=STEEL MPL=6.81053 A=.314614 J=.221776 I=.318263..424648 AS=0.0 T=1.1
NAME=GIRDER70 MAT=STEEL MPL=6.81053 A=.304294 J=.194762 I=.261429..414247 AS=0.0 T=1.1
NAME=GIRDER71 MAT=STEEL MPL=6.81053 A=.293446 J=.161008 I=.195591..403078 AS=0.0 T=1.1
NAME=GIRDER72 MAT=STEEL MPL=6.81053 A=.272483 J=.139959 I=.159364..393461 AS=0.0 T=1.1
NAME=GIRDER73 MAT=CONC02 MPL=4.35077 A=1.33714 J=.0226051 I=.676889..275702 AS=0.0 T=1.1
NAME=GIRDER74 MAT=CONC02 MPL=4.35077 A=1.29394 J=.0217756 I=.659203..220987 AS=0.0 T=1.1
NAME=GIRDER75 MAT=CONC02 MPL=4.35077 A=1.29394 J=.0217756 I=.659203..220987 AS=0.0 T=1.1
NAME=GIRDER76 MAT=CONC02 MPL=4.35077 A=1.37386 J=.0233101 I=.691058..330159 AS=0.0 T=1.1
NAME=CROSS01 MAT=STEEL A=.0192 J=9.216E-07 I=2.84355E-03 5.4144E-05 AS=0.0 T=1.1
NAME=CROSS02 MAT=STEEL A=.0204 J=9.792E-07 I=3.55687E-03 5.41584E-05 AS=0.0 T=1.1
NAME=CROSS03 MAT=STEEL A=.0228 J=1.0944E-06 I=5.29551E-03 5.41872E-05 AS=0.0 T=1.1
NAME=CROSS04 MAT=STEEL A=.0252 J=1.2096E-06 I=7.49015E-03 5.4216E-05 AS=0.0 T=1.1
NAME=CROSS05 MAT=CONC01 A=.54 J=.0144991 I=.1458..00405 AS=0.0 T=1.1
NAME=RIGID MAT=RIGID A=10 J=10 I=10.10 AS=100.100 T=1.1
NAME=P02COPP01 MAT=P02CONC1 SH=R T=1.25,2.4 A=3 J=1.052949 I=.390625,1.44 AS=2.5,2.5
NAME=P02COPP02 MAT=P02CONC1 SH=R T=1.379,2.4 A=3,3.096 J=1.345378 I=.5244726,1.588608 AS=2.758,2.758
NAME=P02COPP03 MAT=P02CONC1 SH=R T=1.573,2.4 A=3,7.752 J=1.847782 I=.7784239,1.812096 AS=3.146,3.146
NAME=P02COPP04 MAT=P02CONC1 SH=R T=1.702,2.4 A=4,0.848 J=2.219221 I=.9860721,1.960704 AS=3.404,3.404
NAME=P02COPP05 MAT=P02CONC1 SH=R T=2.021,2.4 A=4,8504 J=3.247165 I=.1.650931,2.328192 AS=4.042,4.042
NAME=P02COPP06 MAT=P02CONC1 SH=R T=2.064,2.4 A=4,9536 J=3.396831 I=.1.758568,2.377728 AS=4.128,4.128
NAME=P02COPP07 MAT=P02CONC1 SH=R T=2.107,2.4 A=5,0568 J=3.549191 I=.1.870784,2.427264 AS=4.214,4.214
NAME=P02COPP08 MAT=P02CONC1 SH=R T=2.15,2.4 A=5,16 J=3.704348 I=.1.987675,2.4768 AS=4.3,4.3

NAME=P02COPP09 MAT=P02CONC1 SH=R T=2.512.2.4 A=6.0288 J=5.091782 I=3.170216.2.893824 AS=5.024.5.024
NAME=P02COPP10 MAT=P02CONC1 SH=R T=2.543.2.4 A=6.1032 J=5.211468 I=3.289039.2.929536 AS=5.086.5.086
NAME=P02COPP11 MAT=P02CONC1 SH=R T=2.555.2.4 A=6.132 J=5.258171 I=3.335821.2.94336 AS=5.11.5.11
NAME=P02COPP12 MAT=P02CONC1 SH=R T=2.586.2.4 A=6.2064 J=5.379731 I=3.458721.2.979072 AS=5.172.5.172
NAME=P02COLUP MAT=P02CONC2 A=3.14159 J=1.5708 I=785398..785398 AS=0.0 T=1.1
NAME=P02COLDN MAT=P02CONC2 A=3.14159 J=1.5708 I=785398..785398 AS=0.0 T=1.1
NAME=P02FOOT MAT=P02CONC3 SH=R T=7.8.6.5 A=50.7 J=354.2268 I=257.049.178.5063 AS=42.25.42.25
NAME=P03COPP01 MAT=P03CONC1 SH=R T=1.25.2.4 A=3 J=1.052949 I=390625.1.44 AS=2.5.2.5
NAME=P03COPP02 MAT=P03CONC1 SH=R T=1.379.2.4 A=3.3096 J=1.345378 I=5244726.1.588608 AS=2.758.2.758
NAME=P03COPP03 MAT=P03CONC1 SH=R T=1.573.2.4 A=3.7752 J=1.847782 I=7784239.1.812096 AS=3.146.3.146
NAME=P03COPP04 MAT=P03CONC1 SH=R T=1.702.2.4 A=4.0848 J=2.219221 I=9860721.1.960704 AS=3.404.3.404
NAME=P03COPP05 MAT=P03CONC1 SH=R T=2.021.2.4 A=4.8504 J=3.247165 I=1.650931.2.328192 AS=4.042.4.042
NAME=P03COPP06 MAT=P03CONC1 SH=R T=2.064.2.4 A=4.9536 J=3.396831 I=1.758568.2.377728 AS=4.128.4.128
NAME=P03COPP07 MAT=P03CONC1 SH=R T=2.107.2.4 A=5.0568 J=3.549191 I=1.870784.2.427264 AS=4.214.4.214
NAME=P03COPP08 MAT=P03CONC1 SH=R T=2.15.2.4 A=5.16 J=3.704348 I=1.987675.2.4768 AS=4.3.4.3
NAME=P03COPP09 MAT=P03CONC1 SH=R T=2.512.2.4 A=6.0288 J=5.091782 I=3.170216.2.893824 AS=5.024.5.024
NAME=P03COPP10 MAT=P03CONC1 SH=R T=2.543.2.4 A=6.1032 J=5.211468 I=3.289039.2.929536 AS=5.086.5.086
NAME=P03COPP11 MAT=P03CONC1 SH=R T=2.555.2.4 A=6.132 J=5.258171 I=3.335821.2.94336 AS=5.11.5.11
NAME=P03COPP12 MAT=P03CONC1 SH=R T=2.586.2.4 A=6.2064 J=5.379731 I=3.458721.2.979072 AS=5.172.5.172
NAME=P03COLUP MAT=P03CONC2 A=3.14159 J=1.5708 I=785398..785398 AS=0.0 T=1.1
NAME=P03COLDN MAT=P03CONC2 A=3.14159 J=1.5708 I=785398..785398 AS=0.0 T=1.1
NAME=P03FOOT MAT=P03CONC3 SH=R T=6.8.6 A=40.8 J=231.1871 I=157.216.122.4 AS=34.34
NAME=P04COPP01 MAT=P04CONC1 SH=R T=1.25.2.4 A=3 J=1.052949 I=390625.1.44 AS=2.5.2.5
NAME=P04COPP02 MAT=P04CONC1 SH=R T=1.379.2.4 A=3.3096 J=1.345378 I=5244726.1.588608 AS=2.758.2.758
NAME=P04COPP03 MAT=P04CONC1 SH=R T=1.573.2.4 A=3.7752 J=1.847782 I=7784239.1.812096 AS=3.146.3.146
NAME=P04COPP04 MAT=P04CONC1 SH=R T=1.702.2.4 A=4.0848 J=2.219221 I=9860721.1.960704 AS=3.404.3.404
NAME=P04COPP05 MAT=P04CONC1 SH=R T=2.021.2.4 A=4.8504 J=3.247165 I=1.650931.2.328192 AS=4.042.4.042
NAME=P04COPP06 MAT=P04CONC1 SH=R T=2.064.2.4 A=4.9536 J=3.396831 I=1.758568.2.377728 AS=4.128.4.128
NAME=P04COPP07 MAT=P04CONC1 SH=R T=2.107.2.4 A=5.0568 J=3.549191 I=1.870784.2.427264 AS=4.214.4.214
NAME=P04COPP08 MAT=P04CONC1 SH=R T=2.15.2.4 A=5.16 J=3.704348 I=1.987675.2.4768 AS=4.3.4.3
NAME=P04COPP09 MAT=P04CONC1 SH=R T=2.512.2.4 A=6.0288 J=5.091782 I=3.170216.2.893824 AS=5.024.5.024
NAME=P04COPP10 MAT=P04CONC1 SH=R T=2.543.2.4 A=6.1032 J=5.211468 I=3.289039.2.929536 AS=5.086.5.086
NAME=P04COPP11 MAT=P04CONC1 SH=R T=2.555.2.4 A=6.132 J=5.258171 I=3.335821.2.94336 AS=5.11.5.11
NAME=P04COPP12 MAT=P04CONC1 SH=R T=2.586.2.4 A=6.2064 J=5.379731 I=3.458721.2.979072 AS=5.172.5.172
NAME=P04COLUP MAT=P04CONC2 A=3.14159 J=1.5708 I=785398..785398 AS=0.0 T=1.1
NAME=P04COLDN MAT=P04CONC2 A=3.14159 J=1.5708 I=785398..785398 AS=0.0 T=1.1
NAME=P04FOOT MAT=P04CONC3 SH=R T=6.8.6 A=40.8 J=231.1871 I=157.216.122.4 AS=34.34
NAME=P05COPP01 MAT=P05CONC1 SH=R T=1.25.2.4 A=3 J=1.052949 I=390625.1.44 AS=2.5.2.5
NAME=P05COPP02 MAT=P05CONC1 SH=R T=1.379.2.4 A=3.3096 J=1.345378 I=5244726.1.588608 AS=2.758.2.758
NAME=P05COPP03 MAT=P05CONC1 SH=R T=1.573.2.4 A=3.7752 J=1.847782 I=7784239.1.812096 AS=3.146.3.146
NAME=P05COPP04 MAT=P05CONC1 SH=R T=1.702.2.4 A=4.0848 J=2.219221 I=9860721.1.960704 AS=3.404.3.404
NAME=P05COPP05 MAT=P05CONC1 SH=R T=2.021.2.4 A=4.8504 J=3.247165 I=1.650931.2.328192 AS=4.042.4.042
NAME=P05COPP06 MAT=P05CONC1 SH=R T=2.064.2.4 A=4.9536 J=3.396831 I=1.758568.2.377728 AS=4.128.4.128
NAME=P05COPP07 MAT=P05CONC1 SH=R T=2.107.2.4 A=5.0568 J=3.549191 I=1.870784.2.427264 AS=4.214.4.214
NAME=P05COPP08 MAT=P05CONC1 SH=R T=2.15.2.4 A=5.16 J=3.704348 I=1.987675.2.4768 AS=4.3.4.3
NAME=P05COPP09 MAT=P05CONC1 SH=R T=2.512.2.4 A=6.0288 J=5.091782 I=3.170216.2.893824 AS=5.024.5.024
NAME=P05COPP10 MAT=P05CONC1 SH=R T=2.543.2.4 A=6.1032 J=5.211468 I=3.289039.2.929536 AS=5.086.5.086
NAME=P05COPP11 MAT=P05CONC1 SH=R T=2.555.2.4 A=6.132 J=5.258171 I=3.335821.2.94336 AS=5.11.5.11
NAME=P05COPP12 MAT=P05CONC1 SH=R T=2.586.2.4 A=6.2064 J=5.379731 I=3.458721.2.979072 AS=5.172.5.172
NAME=P05COLUP MAT=P05CONC2 A=3.14159 J=1.5708 I=785398..785398 AS=0.0 T=1.1
NAME=P05COLDN MAT=P05CONC2 A=3.14159 J=1.5708 I=785398..785398 AS=0.0 T=1.1
NAME=P05FOOT MAT=P05CONC3 SH=R T=6.8.6 A=40.8 J=231.1871 I=157.216.122.4 AS=34.34
NAME=P06COPP01 MAT=P06CONC1 SH=R T=1.25.2.4 A=3 J=1.052949 I=390625.1.44 AS=2.5.2.5
NAME=P06COPP02 MAT=P06CONC1 SH=R T=1.379.2.4 A=3.3096 J=1.345378 I=5244726.1.588608 AS=2.758.2.758
NAME=P06COPP03 MAT=P06CONC1 SH=R T=1.573.2.4 A=3.7752 J=1.847782 I=7784239.1.812096 AS=3.146.3.146
NAME=P06COPP04 MAT=P06CONC1 SH=R T=1.702.2.4 A=4.0848 J=2.219221 I=9860721.1.960704 AS=3.404.3.404
NAME=P06COPP05 MAT=P06CONC1 SH=R T=2.021.2.4 A=4.8504 J=3.247165 I=1.650931.2.328192 AS=4.042.4.042
NAME=P06COPP06 MAT=P06CONC1 SH=R T=2.064.2.4 A=4.9536 J=3.396831 I=1.758568.2.377728 AS=4.128.4.128
NAME=P06COPP07 MAT=P06CONC1 SH=R T=2.107.2.4 A=5.0568 J=3.549191 I=1.870784.2.427264 AS=4.214.4.214
NAME=P06COPP08 MAT=P06CONC1 SH=R T=2.15.2.4 A=5.16 J=3.704348 I=1.987675.2.4768 AS=4.3.4.3
NAME=P06COPP09 MAT=P06CONC1 SH=R T=2.512.2.4 A=6.0288 J=5.091782 I=3.170216.2.893824 AS=5.024.5.024
NAME=P06COPP10 MAT=P06CONC1 SH=R T=2.543.2.4 A=6.1032 J=5.211468 I=3.289039.2.929536 AS=5.086.5.086
NAME=P06COPP11 MAT=P06CONC1 SH=R T=2.555.2.4 A=6.132 J=5.258171 I=3.335821.2.94336 AS=5.11.5.11
NAME=P06COPP12 MAT=P06CONC1 SH=R T=2.586.2.4 A=6.2064 J=5.379731 I=3.458721.2.979072 AS=5.172.5.172
NAME=P06COLUP MAT=P06CONC2 A=3.14159 J=1.5708 I=785398..785398 AS=0.0 T=1.1
NAME=P06COLDN MAT=P06CONC2 A=3.14159 J=1.5708 I=785398..785398 AS=0.0 T=1.1
NAME=P06FOOT MAT=P06CONC3 SH=R T=7.8.6.5 A=50.7 J=354.2268 I=257.049.178.5063 AS=42.25.42.25
NAME=P07COPP01 MAT=P07CONC1 SH=R T=1.25.2.7 A=5.375 J=1.24708 I=4394531.2.050313 AS=2.8125.2.8125
NAME=P07COPP02 MAT=P07CONC1 SH=R T=1.467.2.7 A=5.3.9609 J=1.875854 I=7103508.2.406247 AS=3.30075.3.30075
NAME=P07COPP03 MAT=P07CONC1 SH=R T=1.572.2.7 A=4.2444 J=2.226094 I=8740578.2.578473 AS=3.537.3.537
NAME=P07COPP04 MAT=P07CONC1 SH=R T=1.79.2.7 A=4.833 J=3.040597 I=1.290451.2.936048 AS=4.0275.4.0275
NAME=P07COPP05 MAT=P07CONC1 SH=R T=1.952.2.7 A=5.2704 J=3.714485 I=1.673486.3.201768 AS=4.392.4.392
NAME=P07COPP06 MAT=P07CONC1 SH=R T=2.095.2.7 A=5.6565 J=4.352359 I=2.068877.3.436324 AS=4.71375.4.71375
NAME=P07COPP07 MAT=P07CONC1 SH=R T=2.17.2.7 A=5.859 J=4.701902 I=2.29912.3.559342 AS=4.8825.4.8825
NAME=P07COPP08 MAT=P07CONC1 SH=R T=2.181.2.7 A=5.8887 J=4.754012 I=2.334262.3.577385 AS=4.90725.4.90725
NAME=P07COPP09 MAT=P07CONC1 SH=R T=2.543.2.7 A=6.8661 J=6.594358 I=3.700169.4.171156 AS=5.72175.5.72175
NAME=P07COPP10 MAT=P07CONC1 SH=R T=2.574.2.7 A=6.9498 J=6.764751 I=3.837144.4.222003 AS=5.7915.5.7915
NAME=P07COPP11 MAT=P07CONC1 SH=R T=2.618.2.7 A=7.0686 J=7.010873 I=4.037304.4.294175 AS=5.8905.5.8905
NAME=P07COPP12 MAT=P07CONC1 SH=R T=2.649.2.7 A=7.1523 J=7.18751 I=4.182427.4.345022 AS=5.96025.5.96025
NAME=P07COLUP MAT=P07CONC2 A=3.14159 J=1.5708 I=785398..785398 AS=0.0 T=1.1
NAME=P07COLDN MAT=P07CONC2 A=3.14159 J=1.5708 I=785398..785398 AS=0.0 T=1.1
NAME=P07FOOT MAT=P07CONC3 SH=R T=7.8.6.5 A=50.7 J=354.2268 I=257.049.178.5063 AS=42.25.42.25
NAME=P08COPP01 MAT=P08CONC1 SH=R T=1.25.2.4 A=3 J=1.052949 I=390625.1.44 AS=2.5.2.5
NAME=P08COPP02 MAT=P08CONC1 SH=R T=1.615.2.4 A=3.876 J=1.965641 I=8424567.1.86048 AS=3.233.3.23
NAME=P08COPP03 MAT=P08CONC1 SH=R T=1.958.2.4 A=4.6992 J=3.032626 I=1.501302.2.255616 AS=3.916.3.916
NAME=P08COPP04 MAT=P08CONC1 SH=R T=2.323.2.4 A=5.5752 J=4.360548 I=2.507134.2.676096 AS=4.646.4.646
NAME=P08COPP05 MAT=P08CONC1 SH=R T=2.5.2.4 A=6 J=5.045842 I=3.125.2.88 AS=5.5
NAME=P08COPP06 MAT=P08CONC1 SH=R T=2.865.2.4 A=6.876 J=6.520535 I=4.703313.3.30048 AS=5.73.5.73
NAME=P08COLUP MAT=P08CONC2 A=3.14159 J=1.5708 I=785398..785398 AS=0.0 T=1.1
NAME=P08COLDN MAT=P08CONC2 A=3.14159 J=1.5708 I=785398..785398 AS=0.0 T=1.1
NAME=P08FOOT MAT=P08CONC3 SH=R T=6.5.6.5 A=42.25 J=251.3963 I=148.7552.148.7552 AS=35.20833.35.20833
NAME=P09COPP01 MAT=P09CONC1 SH=R T=1.25.2.4 A=3 J=1.052949 I=390625.1.44 AS=2.5.2.5
NAME=P09COPP02 MAT=P09CONC1 SH=R T=1.618.2.4 A=3.8832 J=1.974176 I=8471602.1.863936 AS=3.236.3.236
NAME=P09COPP03 MAT=P09CONC1 SH=R T=1.958.2.4 A=4.6992 J=3.032626 I=1.501302.2.255616 AS=3.916.3.916
NAME=P09COPP04 MAT=P09CONC1 SH=R T=2.326.2.4 A=5.5824 J=4.372443 I=2.51686.2.679552 AS=4.652.4.652
NAME=P09COPP05 MAT=P09CONC1 SH=R T=2.5.2.4 A=6 J=5.045842 I=3.125.2.88 AS=5.5
NAME=P09COPP06 MAT=P09CONC1 SH=R T=2.868.2.4 A=6.8832 J=6.533164 I=4.718103.3.303936 AS=5.736.5.736
NAME=P09COLUP MAT=P09CONC2 A=3.14159 J=1.5708 I=785398..785398 AS=0.0 T=1.1
NAME=P09COLDN MAT=P09CONC2 A=3.14159 J=1.5708 I=785398..785398 AS=0.0 T=1.1
NAME=P09FOOT MAT=P09CONC3 SH=R T=6.5.6.5 A=42.25 J=251.3963 I=148.7552.148.7552 AS=35.20833.35.20833
NAME=P10COPP01 MAT=P10CONC1 SH=R T=1.25.2.4 A=3 J=1.052949 I=390625.1.44 AS=2.5.2.5
NAME=P10COPP02 MAT=P10CONC1 SH=R T=1.618.2.4 A=3.8832 J=1.974176 I=8471602.1.863936 AS=3.236.3.236
NAME=P10COPP03 MAT=P10CONC1 SH=R T=1.958.2.4 A=4.6992 J=3.032626 I=1.501302.2.255616 AS=3.916.3.916
NAME=P10COPP04 MAT=P10CONC1 SH=R T=2.326.2.4 A=5.5824 J=4.372443 I=2.51686.2.679552 AS=4.652.4.652
NAME=P10COPP05 MAT=P10CONC1 SH=R T=2.5.2.4 A=6 J=5.045842 I=3.125.2.88 AS=5.5
NAME=P10COPP06 MAT=P10CONC1 SH=R T=2.868.2.4 A=6.8832 J=6.533164 I=4.718103.3.303936 AS=5.736.5.736
NAME=P10COLUP MAT=P10CONC2 A=3.14159 J=1.5708 I=785398..785398 AS=0.0 T=1.1
NAME=P10COLDN MAT=P10CONC2 A=3.14159 J=1.5708 I=785398..785398 AS=0.0 T=1.1

NAME=P10FOOT MAT=P10CONC3 SH=R T=7.8,7.8 A=60.84 J=521.2954 I=308.4588,308.4588 AS=50.7,50.7
NAME=P02CP0204 TYPE=NONPR
SEC=P02COPP02.P02COPP04 EIVAR=2.1 VL=1
NAME=P02CP0408 TYPE=NONPR
SEC=P02COPP04.P02COPP08 EIVAR=2.1 VL=1
NAME=P02CP0711 TYPE=NONPR
SEC=P02COPP07.P02COPP11 EIVAR=2.1 VL=1
NAME=P02CP1112 TYPE=NONPR
SEC=P02COPP11.P02COPP12 EIVAR=2.1 VL=1
NAME=P02CP1212 TYPE=NONPR
SEC=P02COPP12.P02COPP12 EIVAR=2.1 VL=1
NAME=P02CP1010 TYPE=NONPR
SEC=P02COPP10.P02COPP10 EIVAR=2.1 VL=1
NAME=P02CP1009 TYPE=NONPR
SEC=P02COPP10.P02COPP09 EIVAR=2.1 VL=1
NAME=P02CP0906 TYPE=NONPR
SEC=P02COPP09.P02COPP06 EIVAR=2.1 VL=1
NAME=P02CP0503 TYPE=NONPR
SEC=P02COPP05.P02COPP03 EIVAR=2.1 VL=1
NAME=P02CP0301 TYPE=NONPR
SEC=P02COPP03.P02COPP01 EIVAR=2.1 VL=1
NAME=P02COLUMN TYPE=NONPR
SEC=P02COLUP,P02COLDN EIVAR=2.1 VL=1
NAME=P03CP0204 TYPE=NONPR
SEC=P03COPP02.P03COPP04 EIVAR=2.1 VL=1
NAME=P03CP0408 TYPE=NONPR
SEC=P03COPP04.P03COPP08 EIVAR=2.1 VL=1
NAME=P03CP0711 TYPE=NONPR
SEC=P03COPP07.P03COPP11 EIVAR=2.1 VL=1
NAME=P03CP1112 TYPE=NONPR
SEC=P03COPP11.P03COPP12 EIVAR=2.1 VL=1
NAME=P03CP1212 TYPE=NONPR
SEC=P03COPP12.P03COPP12 EIVAR=2.1 VL=1
NAME=P03CP1010 TYPE=NONPR
SEC=P03COPP10.P03COPP10 EIVAR=2.1 VL=1
NAME=P03CP1009 TYPE=NONPR
SEC=P03COPP10.P03COPP09 EIVAR=2.1 VL=1
NAME=P03CP0906 TYPE=NONPR
SEC=P03COPP09.P03COPP06 EIVAR=2.1 VL=1
NAME=P03CP0503 TYPE=NONPR
SEC=P03COPP05.P03COPP03 EIVAR=2.1 VL=1
NAME=P03CP0301 TYPE=NONPR
SEC=P03COPP03.P03COPP01 EIVAR=2.1 VL=1
NAME=P03COLUMN TYPE=NONPR
SEC=P03COLUP,P03COLDN EIVAR=2.1 VL=1
NAME=P04CP0204 TYPE=NONPR
SEC=P04COPP02.P04COPP04 EIVAR=2.1 VL=1
NAME=P04CP0408 TYPE=NONPR
SEC=P04COPP04.P04COPP08 EIVAR=2.1 VL=1
NAME=P04CP0711 TYPE=NONPR
SEC=P04COPP07.P04COPP11 EIVAR=2.1 VL=1
NAME=P04CP1112 TYPE=NONPR
SEC=P04COPP11.P04COPP12 EIVAR=2.1 VL=1
NAME=P04CP1212 TYPE=NONPR
SEC=P04COPP12.P04COPP12 EIVAR=2.1 VL=1
NAME=P04CP1010 TYPE=NONPR
SEC=P04COPP10.P04COPP10 EIVAR=2.1 VL=1
NAME=P04CP1009 TYPE=NONPR
SEC=P04COPP10.P04COPP09 EIVAR=2.1 VL=1
NAME=P04CP0906 TYPE=NONPR
SEC=P04COPP09.P04COPP06 EIVAR=2.1 VL=1
NAME=P04CP0503 TYPE=NONPR
SEC=P04COPP05.P04COPP03 EIVAR=2.1 VL=1
NAME=P04CP0301 TYPE=NONPR
SEC=P04COPP03.P04COPP01 EIVAR=2.1 VL=1
NAME=P04COLUMN TYPE=NONPR
SEC=P04COLUP,P04COLDN EIVAR=2.1 VL=1
NAME=P05CP0204 TYPE=NONPR
SEC=P05COPP02.P05COPP04 EIVAR=2.1 VL=1
NAME=P05CP0408 TYPE=NONPR
SEC=P05COPP04.P05COPP08 EIVAR=2.1 VL=1
NAME=P05CP0711 TYPE=NONPR
SEC=P05COPP07.P05COPP11 EIVAR=2.1 VL=1
NAME=P05CP1112 TYPE=NONPR
SEC=P05COPP11.P05COPP12 EIVAR=2.1 VL=1
NAME=P05CP1212 TYPE=NONPR
SEC=P05COPP12.P05COPP12 EIVAR=2.1 VL=1
NAME=P05CP1010 TYPE=NONPR
SEC=P05COPP10.P05COPP10 EIVAR=2.1 VL=1
NAME=P05CP1009 TYPE=NONPR
SEC=P05COPP10.P05COPP09 EIVAR=2.1 VL=1
NAME=P05CP0906 TYPE=NONPR
SEC=P05COPP09.P05COPP06 EIVAR=2.1 VL=1
NAME=P05CP0503 TYPE=NONPR
SEC=P05COPP05.P05COPP03 EIVAR=2.1 VL=1
NAME=P05CP0301 TYPE=NONPR
SEC=P05COPP03.P05COPP01 EIVAR=2.1 VL=1
NAME=P05COLUMN TYPE=NONPR
SEC=P05COLUP,P05COLDN EIVAR=2.1 VL=1
NAME=P06CP0204 TYPE=NONPR
SEC=P06COPP02.P06COPP04 EIVAR=2.1 VL=1
NAME=P06CP0408 TYPE=NONPR
SEC=P06COPP04.P06COPP08 EIVAR=2.1 VL=1
NAME=P06CP0711 TYPE=NONPR
SEC=P06COPP07.P06COPP11 EIVAR=2.1 VL=1
NAME=P06CP1112 TYPE=NONPR
SEC=P06COPP11.P06COPP12 EIVAR=2.1 VL=1
NAME=P06CP1212 TYPE=NONPR
SEC=P06COPP12.P06COPP12 EIVAR=2.1 VL=1
NAME=P06CP1010 TYPE=NONPR
SEC=P06COPP10.P06COPP10 EIVAR=2.1 VL=1
NAME=P06CP1009 TYPE=NONPR
SEC=P06COPP10.P06COPP09 EIVAR=2.1 VL=1
NAME=P06CP0906 TYPE=NONPR
SEC=P06COPP09.P06COPP06 EIVAR=2.1 VL=1
NAME=P06CP0503 TYPE=NONPR
SEC=P06COPP05.P06COPP03 EIVAR=2.1 VL=1
NAME=P06CP0301 TYPE=NONPR

SEC=P06COPP03,P06COPP01 EIVAR=2.1 VL=1
NAME=P06COLUMN TYPE=NONPR
SEC=P06COLUP,P06COLDN EIVAR=2.1 VL=1
NAME=P07CP0204 TYPE=NONPR
SEC=P07COPP02,P07COPP04 EIVAR=2.1 VL=1
NAME=P07CP0408 TYPE=NONPR
SEC=P07COPP04,P07COPP08 EIVAR=2.1 VL=1
NAME=P07CP0807 TYPE=NONPR
SEC=P07COPP08,P07COPP07 EIVAR=2.1 VL=1
NAME=P07CP0711 TYPE=NONPR
SEC=P07COPP07,P07COPP11 EIVAR=2.1 VL=1
NAME=P07CP1112 TYPE=NONPR
SEC=P07COPP11,P07COPP12 EIVAR=2.1 VL=1
NAME=P07CP1212 TYPE=NONPR
SEC=P07COPP12,P07COPP12 EIVAR=2.1 VL=1
NAME=P07CP1210 TYPE=NONPR
SEC=P07COPP12,P07COPP10 EIVAR=2.1 VL=1
NAME=P07CP1010 TYPE=NONPR
SEC=P07COPP10,P07COPP10 EIVAR=2.1 VL=1
NAME=P07CP1009 TYPE=NONPR
SEC=P07COPP10,P07COPP09 EIVAR=2.1 VL=1
NAME=P07CP0906 TYPE=NONPR
SEC=P07COPP09,P07COPP06 EIVAR=2.1 VL=1
NAME=P07CP0605 TYPE=NONPR
SEC=P07COPP06,P07COPP05 EIVAR=2.1 VL=1
NAME=P07CP0503 TYPE=NONPR
SEC=P07COPP05,P07COPP03 EIVAR=2.1 VL=1
NAME=P07CP0301 TYPE=NONPR
SEC=P07COPP03,P07COPP01 EIVAR=2.1 VL=1
NAME=P07COLUMN TYPE=NONPR
SEC=P07COLUP,P07COLDN EIVAR=2.1 VL=1
NAME=P08CP0204 TYPE=NONPR
SEC=P08COPP02,P08COPP04 EIVAR=2.1 VL=1
NAME=P08CP0406 TYPE=NONPR
SEC=P08COPP04,P08COPP06 EIVAR=2.1 VL=1
NAME=P08CP0606 TYPE=NONPR
SEC=P08COPP06,P08COPP06 EIVAR=2.1 VL=1
NAME=P08CP0505 TYPE=NONPR
SEC=P08COPP05,P08COPP05 EIVAR=2.1 VL=1
NAME=P08CP0503 TYPE=NONPR
SEC=P08COPP05,P08COPP03 EIVAR=2.1 VL=1
NAME=P08CP0301 TYPE=NONPR
SEC=P08COPP03,P08COPP01 EIVAR=2.1 VL=1
NAME=P08COLUMN TYPE=NONPR
SEC=P08COLUP,P08COLDN EIVAR=2.1 VL=1
NAME=P09CP0204 TYPE=NONPR
SEC=P09COPP02,P09COPP04 EIVAR=2.1 VL=1
NAME=P09CP0406 TYPE=NONPR
SEC=P09COPP04,P09COPP06 EIVAR=2.1 VL=1
NAME=P09CP0606 TYPE=NONPR
SEC=P09COPP06,P09COPP06 EIVAR=2.1 VL=1
NAME=P09CP0505 TYPE=NONPR
SEC=P09COPP05,P09COPP05 EIVAR=2.1 VL=1
NAME=P09CP0503 TYPE=NONPR
SEC=P09COPP05,P09COPP03 EIVAR=2.1 VL=1
NAME=P09CP0301 TYPE=NONPR
SEC=P09COPP03,P09COPP01 EIVAR=2.1 VL=1
NAME=P09COLUMN TYPE=NONPR
SEC=P09COLUP,P09COLDN EIVAR=2.1 VL=1
NAME=P10CP0204 TYPE=NONPR
SEC=P10COPP02,P10COPP04 EIVAR=2.1 VL=1
NAME=P10CP0406 TYPE=NONPR
SEC=P10COPP04,P10COPP06 EIVAR=2.1 VL=1
NAME=P10CP0606 TYPE=NONPR
SEC=P10COPP06,P10COPP06 EIVAR=2.1 VL=1
NAME=P10CP0505 TYPE=NONPR
SEC=P10COPP05,P10COPP05 EIVAR=2.1 VL=1
NAME=P10CP0503 TYPE=NONPR
SEC=P10COPP05,P10COPP03 EIVAR=2.1 VL=1
NAME=P10CP0301 TYPE=NONPR
SEC=P10COPP03,P10COPP01 EIVAR=2.1 VL=1
NAME=P10COLUMN TYPE=NONPR
SEC=P10COLUP,P10COLDN EIVAR=2.1 VL=1

NLPROP

NAME=ED1500 TYPE=Isolator1
DOF=U1 KE=1E+08 CE=0
DOF=U2 KE=2827.6 CE=0 K=93400 YIELD=74.7 RATIO=.02243
DOF=U3 KE=5860.8 CE=0 K=93400 YIELD=74.7 RATIO=.04706
NAME=OM1500 TYPE=Isolator1
DOF=U1 KE=1E+08 CE=0
DOF=U2 KE=1494.4 CE=0 K=93400 YIELD=74.7 RATIO=0
DOF=U3 KE=5860.8 CE=0 K=93400 YIELD=74.7 RATIO=.04706
NAME=OM2000 TYPE=Isolator1
DOF=U1 KE=1E+08 CE=0
DOF=U2 KE=1624 CE=0 K=101500 YIELD=81.2 RATIO=0
DOF=U3 KE=12174 CE=0 K=101500 YIELD=81.2 RATIO=.10425
NAME=ED5000 TYPE=Isolator1
DOF=U1 KE=1E+08 CE=0
DOF=U2 KE=9440.8 CE=0 K=270800 YIELD=216.6 RATIO=.02327
DOF=U3 KE=13039.3 CE=0 K=270800 YIELD=216.6 RATIO=.03246
NAME=ED6000 TYPE=Isolator1
DOF=U1 KE=1E+08 CE=0
DOF=U2 KE=10051.8 CE=0 K=323500 YIELD=258.8 RATIO=.01948
DOF=U3 KE=13865.9 CE=0 K=323500 YIELD=258.8 RATIO=.02718
NAME=ED7000 TYPE=Isolator1
DOF=U1 KE=1E+08 CE=0
DOF=U2 KE=11057 CE=0 K=410200 YIELD=328.2 RATIO=.01536
DOF=U3 KE=15225.9 CE=0 K=410200 YIELD=328.2 RATIO=.02143
NAME=J01B01 TYPE=Isolator1
DOF=U1 KE=1E+09 CE=0
DOF=U2 KE=761.425 CE=0 K=52756.9 YIELD=41.8784 RATIO=0
DOF=U3 KE=761.425 CE=0 K=52756.9 YIELD=41.8784 RATIO=0
NAME=J01B02 TYPE=Isolator1
DOF=U1 KE=1E+09 CE=0
DOF=U2 KE=755.99 CE=0 K=52380.3 YIELD=41.5795 RATIO=0
DOF=U3 KE=755.99 CE=0 K=52380.3 YIELD=41.5795 RATIO=0
NAME=J01B03 TYPE=Isolator1

DOF=U1 KE=1E+09 CE=0
DOF=U2 KE=772.213 CE=0 K=53504.3 YIELD=42.4717 RATIO=0
DOF=U3 KE=772.213 CE=0 K=53504.3 YIELD=42.4717 RATIO=0
NAME=J01B04 TYPE=Isolator1
DOF=U1 KE=1E+09 CE=0
DOF=U2 KE=854.161 CE=0 K=59182.2 YIELD=46.9789 RATIO=0
DOF=U3 KE=854.161 CE=0 K=59182.2 YIELD=46.9789 RATIO=0
NAME=J02F01 TYPE=Isolator1
DOF=U1 KE=1E+09 CE=0
DOF=U2 KE=1659.91 CE=0 K=115010 YIELD=91.2949 RATIO=0
DOF=U3 KE=1659.91 CE=0 K=115010 YIELD=91.2949 RATIO=0
NAME=J02F02 TYPE=Isolator1
DOF=U1 KE=1E+09 CE=0
DOF=U2 KE=1602.7 CE=0 K=111046 YIELD=88.1484 RATIO=0
DOF=U3 KE=1602.7 CE=0 K=111046 YIELD=88.1484 RATIO=0
NAME=J02F03 TYPE=Isolator1
DOF=U1 KE=1E+09 CE=0
DOF=U2 KE=1606.2 CE=0 K=111289 YIELD=88.3411 RATIO=0
DOF=U3 KE=1606.2 CE=0 K=111289 YIELD=88.3411 RATIO=0
NAME=J02F04 TYPE=Isolator1
DOF=U1 KE=1E+09 CE=0
DOF=U2 KE=1742.49 CE=0 K=120732 YIELD=95.8369 RATIO=0
DOF=U3 KE=1742.49 CE=0 K=120732 YIELD=95.8369 RATIO=0
NAME=J02B01 TYPE=Isolator1
DOF=U1 KE=1E+09 CE=0
DOF=U2 KE=1764.35 CE=0 K=122246 YIELD=97.039 RATIO=0
DOF=U3 KE=1764.35 CE=0 K=122246 YIELD=97.039 RATIO=0
NAME=J02B02 TYPE=Isolator1
DOF=U1 KE=1E+09 CE=0
DOF=U2 KE=1736.99 CE=0 K=120351 YIELD=95.5345 RATIO=0
DOF=U3 KE=1736.99 CE=0 K=120351 YIELD=95.5345 RATIO=0
NAME=J02B03 TYPE=Isolator1
DOF=U1 KE=1E+09 CE=0
DOF=U2 KE=1753.11 CE=0 K=121468 YIELD=96.421 RATIO=0
DOF=U3 KE=1753.11 CE=0 K=121468 YIELD=96.421 RATIO=0
NAME=J02B04 TYPE=Isolator1
DOF=U1 KE=1E+09 CE=0
DOF=U2 KE=1882.49 CE=0 K=130432 YIELD=103.537 RATIO=0
DOF=U3 KE=1882.49 CE=0 K=130432 YIELD=103.537 RATIO=0
NAME=J03F01 TYPE=Isolator1
DOF=U1 KE=1E+09 CE=0
DOF=U2 KE=1318.98 CE=0 K=91387.9 YIELD=72.5437 RATIO=0
DOF=U3 KE=1318.98 CE=0 K=91387.9 YIELD=72.5437 RATIO=0
NAME=J03F02 TYPE=Isolator1
DOF=U1 KE=1E+09 CE=0
DOF=U2 KE=1307.04 CE=0 K=90561 YIELD=71.8873 RATIO=0
DOF=U3 KE=1307.04 CE=0 K=90561 YIELD=71.8873 RATIO=0
NAME=J03F03 TYPE=Isolator1
DOF=U1 KE=1E+09 CE=0
DOF=U2 KE=1332.36 CE=0 K=92315.4 YIELD=73.28 RATIO=0
DOF=U3 KE=1332.36 CE=0 K=92315.4 YIELD=73.28 RATIO=0
NAME=J03F04 TYPE=Isolator1
DOF=U1 KE=1E+09 CE=0
DOF=U2 KE=1440.68 CE=0 K=99820.6 YIELD=79.2376 RATIO=0
DOF=U3 KE=1440.68 CE=0 K=99820.6 YIELD=79.2376 RATIO=0
NAME=J03B01 TYPE=Isolator1
DOF=U1 KE=1E+09 CE=0
DOF=U2 KE=1318.98 CE=0 K=91387.9 YIELD=72.5437 RATIO=0
DOF=U3 KE=1318.98 CE=0 K=91387.9 YIELD=72.5437 RATIO=0
NAME=J03B02 TYPE=Isolator1
DOF=U1 KE=1E+09 CE=0
DOF=U2 KE=1307.04 CE=0 K=90561 YIELD=71.8873 RATIO=0
DOF=U3 KE=1307.04 CE=0 K=90561 YIELD=71.8873 RATIO=0
NAME=J03B03 TYPE=Isolator1
DOF=U1 KE=1E+09 CE=0
DOF=U2 KE=1332.36 CE=0 K=92315.4 YIELD=73.28 RATIO=0
DOF=U3 KE=1332.36 CE=0 K=92315.4 YIELD=73.28 RATIO=0
NAME=J03B04 TYPE=Isolator1
DOF=U1 KE=1E+09 CE=0
DOF=U2 KE=1440.68 CE=0 K=99820.6 YIELD=79.2376 RATIO=0
DOF=U3 KE=1440.68 CE=0 K=99820.6 YIELD=79.2376 RATIO=0
NAME=J04F01 TYPE=Isolator1
DOF=U1 KE=1E+09 CE=0
DOF=U2 KE=856.478 CE=0 K=59342.8 YIELD=47.1063 RATIO=0
DOF=U3 KE=856.478 CE=0 K=59342.8 YIELD=47.1063 RATIO=0
NAME=J04F02 TYPE=Isolator1
DOF=U1 KE=1E+09 CE=0
DOF=U2 KE=859.896 CE=0 K=59579.6 YIELD=47.2943 RATIO=0
DOF=U3 KE=859.896 CE=0 K=59579.6 YIELD=47.2943 RATIO=0
NAME=J04F03 TYPE=Isolator1
DOF=U1 KE=1E+09 CE=0
DOF=U2 KE=876.555 CE=0 K=60733.8 YIELD=48.2105 RATIO=0
DOF=U3 KE=876.555 CE=0 K=60733.8 YIELD=48.2105 RATIO=0
NAME=J04F04 TYPE=Isolator1
DOF=U1 KE=1E+09 CE=0
DOF=U2 KE=960.455 CE=0 K=66547.1 YIELD=52.8251 RATIO=0
DOF=U3 KE=960.455 CE=0 K=66547.1 YIELD=52.8251 RATIO=0
NAME=J04B01 TYPE=Isolator1
DOF=U1 KE=1E+09 CE=0
DOF=U2 KE=856.478 CE=0 K=59342.8 YIELD=47.1063 RATIO=0
DOF=U3 KE=856.478 CE=0 K=59342.8 YIELD=47.1063 RATIO=0
NAME=J04B02 TYPE=Isolator1
DOF=U1 KE=1E+09 CE=0
DOF=U2 KE=859.896 CE=0 K=59579.6 YIELD=47.2943 RATIO=0
DOF=U3 KE=859.896 CE=0 K=59579.6 YIELD=47.2943 RATIO=0
NAME=J04B03 TYPE=Isolator1
DOF=U1 KE=1E+09 CE=0
DOF=U2 KE=876.555 CE=0 K=60733.8 YIELD=48.2105 RATIO=0
DOF=U3 KE=876.555 CE=0 K=60733.8 YIELD=48.2105 RATIO=0
NAME=J04B04 TYPE=Isolator1
DOF=U1 KE=1E+09 CE=0
DOF=U2 KE=960.455 CE=0 K=66547.1 YIELD=52.8251 RATIO=0
DOF=U3 KE=960.455 CE=0 K=66547.1 YIELD=52.8251 RATIO=0
NAME=J05F01 TYPE=Isolator1
DOF=U1 KE=1E+09 CE=0
DOF=U2 KE=1318.98 CE=0 K=91387.9 YIELD=72.5437 RATIO=0
DOF=U3 KE=1318.98 CE=0 K=91387.9 YIELD=72.5437 RATIO=0
NAME=J05F02 TYPE=Isolator1

DOF=U1 KE=1E+09 CE=0
DOF=U2 KE=1307.04 CE=0 K=90561 YIELD=71.8873 RATIO=0
DOF=U3 KE=1307.04 CE=0 K=90561 YIELD=71.8873 RATIO=0
NAME=J05F03 TYPE=Isolator1
DOF=U1 KE=1E+09 CE=0
DOF=U2 KE=1332.36 CE=0 K=92315.4 YIELD=73.28 RATIO=0
DOF=U3 KE=1332.36 CE=0 K=92315.4 YIELD=73.28 RATIO=0
NAME=J05F04 TYPE=Isolator1
DOF=U1 KE=1E+09 CE=0
DOF=U2 KE=1440.68 CE=0 K=99820.6 YIELD=79.2376 RATIO=0
DOF=U3 KE=1440.68 CE=0 K=99820.6 YIELD=79.2376 RATIO=0
NAME=J05B01 TYPE=Isolator1
DOF=U1 KE=1E+09 CE=0
DOF=U2 KE=1318.98 CE=0 K=91387.9 YIELD=72.5437 RATIO=0
DOF=U3 KE=1318.98 CE=0 K=91387.9 YIELD=72.5437 RATIO=0
NAME=J05B02 TYPE=Isolator1
DOF=U1 KE=1E+09 CE=0
DOF=U2 KE=1307.04 CE=0 K=90561 YIELD=71.8873 RATIO=0
DOF=U3 KE=1307.04 CE=0 K=90561 YIELD=71.8873 RATIO=0
NAME=J05B03 TYPE=Isolator1
DOF=U1 KE=1E+09 CE=0
DOF=U2 KE=1332.36 CE=0 K=92315.4 YIELD=73.28 RATIO=0
DOF=U3 KE=1332.36 CE=0 K=92315.4 YIELD=73.28 RATIO=0
NAME=J05B04 TYPE=Isolator1
DOF=U1 KE=1E+09 CE=0
DOF=U2 KE=1440.68 CE=0 K=99820.6 YIELD=79.2376 RATIO=0
DOF=U3 KE=1440.68 CE=0 K=99820.6 YIELD=79.2376 RATIO=0
NAME=J06F01 TYPE=Isolator1
DOF=U1 KE=1E+09 CE=0
DOF=U2 KE=1764.35 CE=0 K=122246 YIELD=97.039 RATIO=0
DOF=U3 KE=1764.35 CE=0 K=122246 YIELD=97.039 RATIO=0
NAME=J06F02 TYPE=Isolator1
DOF=U1 KE=1E+09 CE=0
DOF=U2 KE=1736.99 CE=0 K=120351 YIELD=95.5345 RATIO=0
DOF=U3 KE=1736.99 CE=0 K=120351 YIELD=95.5345 RATIO=0
NAME=J06F03 TYPE=Isolator1
DOF=U1 KE=1E+09 CE=0
DOF=U2 KE=1753.11 CE=0 K=121468 YIELD=96.421 RATIO=0
DOF=U3 KE=1753.11 CE=0 K=121468 YIELD=96.421 RATIO=0
NAME=J06F04 TYPE=Isolator1
DOF=U1 KE=1E+09 CE=0
DOF=U2 KE=1882.49 CE=0 K=130432 YIELD=103.537 RATIO=0
DOF=U3 KE=1882.49 CE=0 K=130432 YIELD=103.537 RATIO=0
NAME=J06B01 TYPE=Isolator1
DOF=U1 KE=1E+09 CE=0
DOF=U2 KE=1764.35 CE=0 K=122246 YIELD=97.039 RATIO=0
DOF=U3 KE=1764.35 CE=0 K=122246 YIELD=97.039 RATIO=0
NAME=J06B02 TYPE=Isolator1
DOF=U1 KE=1E+09 CE=0
DOF=U2 KE=1736.99 CE=0 K=120351 YIELD=95.5345 RATIO=0
DOF=U3 KE=1736.99 CE=0 K=120351 YIELD=95.5345 RATIO=0
NAME=J06B03 TYPE=Isolator1
DOF=U1 KE=1E+09 CE=0
DOF=U2 KE=1753.11 CE=0 K=121468 YIELD=96.421 RATIO=0
DOF=U3 KE=1753.11 CE=0 K=121468 YIELD=96.421 RATIO=0
NAME=J06B04 TYPE=Isolator1
DOF=U1 KE=1E+09 CE=0
DOF=U2 KE=1882.49 CE=0 K=130432 YIELD=103.537 RATIO=0
DOF=U3 KE=1882.49 CE=0 K=130432 YIELD=103.537 RATIO=0
NAME=J07F01 TYPE=Isolator1
DOF=U1 KE=1E+09 CE=0
DOF=U2 KE=856.478 CE=0 K=59342.8 YIELD=47.1063 RATIO=0
DOF=U3 KE=856.478 CE=0 K=59342.8 YIELD=47.1063 RATIO=0
NAME=J07F02 TYPE=Isolator1
DOF=U1 KE=1E+09 CE=0
DOF=U2 KE=859.896 CE=0 K=59579.6 YIELD=47.2943 RATIO=0
DOF=U3 KE=859.896 CE=0 K=59579.6 YIELD=47.2943 RATIO=0
NAME=J07F03 TYPE=Isolator1
DOF=U1 KE=1E+09 CE=0
DOF=U2 KE=876.555 CE=0 K=60733.8 YIELD=48.2105 RATIO=0
DOF=U3 KE=876.555 CE=0 K=60733.8 YIELD=48.2105 RATIO=0
NAME=J07F04 TYPE=Isolator1
DOF=U1 KE=1E+09 CE=0
DOF=U2 KE=960.455 CE=0 K=66547.1 YIELD=52.8251 RATIO=0
DOF=U3 KE=960.455 CE=0 K=66547.1 YIELD=52.8251 RATIO=0
NAME=J07B01 TYPE=Isolator1
DOF=U1 KE=1E+09 CE=0
DOF=U2 KE=1026.91 CE=0 K=71151.4 YIELD=56.48 RATIO=0
DOF=U3 KE=1026.91 CE=0 K=71151.4 YIELD=56.48 RATIO=0
NAME=J07B02 TYPE=Isolator1
DOF=U1 KE=1E+09 CE=0
DOF=U2 KE=958.213 CE=0 K=66391.7 YIELD=52.7017 RATIO=0
DOF=U3 KE=958.213 CE=0 K=66391.7 YIELD=52.7017 RATIO=0
NAME=J08F01 TYPE=Isolator1
DOF=U1 KE=1E+09 CE=0
DOF=U2 KE=5203.76 CE=0 K=360553 YIELD=286.207 RATIO=0
DOF=U3 KE=5203.76 CE=0 K=360553 YIELD=286.207 RATIO=0
NAME=J08F02 TYPE=Isolator1
DOF=U1 KE=1E+09 CE=0
DOF=U2 KE=5767.72 CE=0 K=399628 YIELD=317.225 RATIO=0
DOF=U3 KE=5767.72 CE=0 K=399628 YIELD=317.225 RATIO=0
NAME=J09F01 TYPE=Isolator1
DOF=U1 KE=1E+09 CE=0
DOF=U2 KE=2609.48 CE=0 K=180803 YIELD=143.521 RATIO=0
DOF=U3 KE=2609.48 CE=0 K=180803 YIELD=143.521 RATIO=0
NAME=J09F02 TYPE=Isolator1
DOF=U1 KE=1E+09 CE=0
DOF=U2 KE=3700.57 CE=0 K=256401 YIELD=203.532 RATIO=0
DOF=U3 KE=3700.57 CE=0 K=256401 YIELD=203.532 RATIO=0
NAME=J10F01 TYPE=Isolator1
DOF=U1 KE=1E+09 CE=0
DOF=U2 KE=6528.19 CE=0 K=452319 YIELD=359.05 RATIO=0
DOF=U3 KE=6528.19 CE=0 K=452319 YIELD=359.05 RATIO=0
NAME=J10F02 TYPE=Isolator1
DOF=U1 KE=1E+09 CE=0
DOF=U2 KE=9403.29 CE=0 K=651525 YIELD=517.181 RATIO=0
DOF=U3 KE=9403.29 CE=0 K=651525 YIELD=517.181 RATIO=0
NAME=J11F01 TYPE=Isolator1

DOF=U1 KE=1E+09 CE=0
DOF=U2 KE=697.402 CE=0 K=48320.9 YIELD=38.3571 RATIO=0
DOF=U3 KE=697.402 CE=0 K=48320.9 YIELD=38.3571 RATIO=0
NAME=J11F02 TYPE=Isolator1
DOF=U1 KE=1E+09 CE=0
DOF=U2 KE=761.193 CE=0 K=52740.8 YIELD=41.8656 RATIO=0
DOF=U3 KE=761.193 CE=0 K=52740.8 YIELD=41.8656 RATIO=0

FRAME

1 J=1.2 SEC=GIRDER73 NSEG=4 ANG=0
2 J=2.3 SEC=GIRDER73 NSEG=4 ANG=0
3 J=3.4 SEC=GIRDER73 NSEG=4 ANG=0
4 J=4.5 SEC=GIRDER73 NSEG=4 ANG=0
5 J=5.6 SEC=GIRDER73 NSEG=4 ANG=0
6 J=6.7 SEC=GIRDER73 NSEG=4 ANG=0
7 J=7.8 SEC=GIRDER73 NSEG=4 ANG=0
8 J=8.9 SEC=GIRDER73 NSEG=4 ANG=0
9 J=9.10 SEC=GIRDER73 NSEG=4 ANG=0
A J=J1.482 SEC=P02COLUMN NSEG=4 ANG=-12 IOFF=1.300035 RIGID=0
B J=483.332 SEC=P02COLUMN NSEG=4 ANG=-12
C J=J2.484 SEC=P03COLUMN NSEG=4 ANG=-12 IOFF=1.9395 RIGID=0
D J=485.354 SEC=P03COLUMN NSEG=4 ANG=-12
E J=J3.486 SEC=P04COLUMN NSEG=4 ANG=-12 IOFF=1.9395 RIGID=0
F J=487.376 SEC=P04COLUMN NSEG=4 ANG=-12
G J=J4.488 SEC=P05COLUMN NSEG=4 ANG=-12 IOFF=1.9395 RIGID=0
H J=489.398 SEC=P05COLUMN NSEG=4 ANG=-12
I J=J5.490 SEC=P06COLUMN NSEG=4 ANG=-12 IOFF=1.861035 RIGID=0
J J=491.420 SEC=P06COLUMN NSEG=4 ANG=-12
K J=J6.492 SEC=P07COLUMN NSEG=4 ANG=-12 IOFF=1.677555 RIGID=0
L J=493.445 SEC=P07COLUMN NSEG=4 ANG=-12
M J=J7.494 SEC=P08COLUMN NSEG=4 ANG=0 IOFF=1.899975 RIGID=0
N J=495.461 SEC=P08COLUMN NSEG=4 ANG=0
O J=J8.496 SEC=P09COLUMN NSEG=4 ANG=12 IOFF=2.059 RIGID=0
P J=497.471 SEC=P09COLUMN NSEG=4 ANG=12
Q J=J9.498 SEC=P10COLUMN NSEG=4 ANG=34 IOFF=2.059 RIGID=0
R J=499.481 SEC=P10COLUMN NSEG=4 ANG=34
10 J=10.11 SEC=GIRDER73 NSEG=4 ANG=0
11 J=11.12 SEC=GIRDER73 NSEG=4 ANG=0
12 J=12.13 SEC=GIRDER73 NSEG=4 ANG=0
13 J=13.14 SEC=GIRDER73 NSEG=4 ANG=0
14 J=14.15 SEC=GIRDER73 NSEG=4 ANG=0
15 J=15.16 SEC=GIRDER73 NSEG=4 ANG=0
16 J=16.17 SEC=GIRDER73 NSEG=4 ANG=0
17 J=17.18 SEC=GIRDER73 NSEG=4 ANG=0
18 J=18.19 SEC=GIRDER73 NSEG=4 ANG=0
19 J=19.20 SEC=GIRDER73 NSEG=4 ANG=0
20 J=20.21 SEC=GIRDER73 NSEG=4 ANG=0
21 J=21.22 SEC=GIRDER73 NSEG=4 ANG=0
22 J=22.23 SEC=GIRDER73 NSEG=4 ANG=0
23 J=23.24 SEC=GIRDER73 NSEG=4 ANG=0
24 J=24.25 SEC=GIRDER73 NSEG=4 ANG=0
25 J=26.27 SEC=GIRDER74 NSEG=4 ANG=0
26 J=27.28 SEC=GIRDER74 NSEG=4 ANG=0
27 J=28.29 SEC=GIRDER74 NSEG=4 ANG=0
28 J=29.30 SEC=GIRDER74 NSEG=4 ANG=0
29 J=30.31 SEC=GIRDER74 NSEG=4 ANG=0
30 J=31.32 SEC=GIRDER74 NSEG=4 ANG=0
31 J=32.33 SEC=GIRDER74 NSEG=4 ANG=0
32 J=33.34 SEC=GIRDER74 NSEG=4 ANG=0
33 J=34.35 SEC=GIRDER74 NSEG=4 ANG=0
34 J=35.36 SEC=GIRDER74 NSEG=4 ANG=0
35 J=36.37 SEC=GIRDER74 NSEG=4 ANG=0
36 J=37.38 SEC=GIRDER74 NSEG=4 ANG=0
37 J=38.39 SEC=GIRDER74 NSEG=4 ANG=0
38 J=39.40 SEC=GIRDER74 NSEG=4 ANG=0
39 J=40.41 SEC=GIRDER74 NSEG=4 ANG=0
40 J=41.42 SEC=GIRDER74 NSEG=4 ANG=0
41 J=42.43 SEC=GIRDER74 NSEG=4 ANG=0
42 J=43.44 SEC=GIRDER74 NSEG=4 ANG=0
43 J=44.45 SEC=GIRDER74 NSEG=4 ANG=0
44 J=45.46 SEC=GIRDER74 NSEG=4 ANG=0
45 J=46.47 SEC=GIRDER74 NSEG=4 ANG=0
46 J=47.48 SEC=GIRDER74 NSEG=4 ANG=0
47 J=48.49 SEC=GIRDER74 NSEG=4 ANG=0
48 J=49.50 SEC=GIRDER74 NSEG=4 ANG=0
49 J=51.52 SEC=GIRDER75 NSEG=4 ANG=0
50 J=52.53 SEC=GIRDER75 NSEG=4 ANG=0
51 J=53.54 SEC=GIRDER75 NSEG=4 ANG=0
52 J=54.55 SEC=GIRDER75 NSEG=4 ANG=0
53 J=55.56 SEC=GIRDER75 NSEG=4 ANG=0
54 J=56.57 SEC=GIRDER75 NSEG=4 ANG=0
55 J=57.58 SEC=GIRDER75 NSEG=4 ANG=0
56 J=58.59 SEC=GIRDER75 NSEG=4 ANG=0
57 J=59.60 SEC=GIRDER75 NSEG=4 ANG=0
58 J=60.61 SEC=GIRDER75 NSEG=4 ANG=0
59 J=61.62 SEC=GIRDER75 NSEG=4 ANG=0
60 J=62.63 SEC=GIRDER75 NSEG=4 ANG=0
61 J=63.64 SEC=GIRDER75 NSEG=4 ANG=0
62 J=64.65 SEC=GIRDER75 NSEG=4 ANG=0
63 J=65.66 SEC=GIRDER75 NSEG=4 ANG=0
64 J=66.67 SEC=GIRDER75 NSEG=4 ANG=0
65 J=67.68 SEC=GIRDER75 NSEG=4 ANG=0
66 J=68.69 SEC=GIRDER75 NSEG=4 ANG=0
67 J=69.70 SEC=GIRDER75 NSEG=4 ANG=0
68 J=70.71 SEC=GIRDER75 NSEG=4 ANG=0
69 J=71.72 SEC=GIRDER75 NSEG=4 ANG=0
70 J=72.73 SEC=GIRDER75 NSEG=4 ANG=0
71 J=73.74 SEC=GIRDER75 NSEG=4 ANG=0
72 J=74.75 SEC=GIRDER75 NSEG=4 ANG=0
73 J=76.77 SEC=GIRDER76 NSEG=4 ANG=0
74 J=77.78 SEC=GIRDER76 NSEG=4 ANG=0
75 J=78.79 SEC=GIRDER76 NSEG=4 ANG=0
76 J=79.80 SEC=GIRDER76 NSEG=4 ANG=0
77 J=80.81 SEC=GIRDER76 NSEG=4 ANG=0
78 J=81.82 SEC=GIRDER76 NSEG=4 ANG=0
79 J=82.83 SEC=GIRDER76 NSEG=4 ANG=0
80 J=83.84 SEC=GIRDER76 NSEG=4 ANG=0
81 J=84.85 SEC=GIRDER76 NSEG=4 ANG=0

82 J=85.86 SEC=GIRDER76 NSEG=4 ANG=0
83 J=86.87 SEC=GIRDER76 NSEG=4 ANG=0
84 J=87.88 SEC=GIRDER76 NSEG=4 ANG=0
85 J=88.89 SEC=GIRDER76 NSEG=4 ANG=0
86 J=89.90 SEC=GIRDER76 NSEG=4 ANG=0
87 J=90.91 SEC=GIRDER76 NSEG=4 ANG=0
88 J=91.92 SEC=GIRDER76 NSEG=4 ANG=0
89 J=92.93 SEC=GIRDER76 NSEG=4 ANG=0
90 J=93.94 SEC=GIRDER76 NSEG=4 ANG=0
91 J=94.95 SEC=GIRDER76 NSEG=4 ANG=0
92 J=95.96 SEC=GIRDER76 NSEG=4 ANG=0
93 J=96.97 SEC=GIRDER76 NSEG=4 ANG=0
94 J=97.98 SEC=GIRDER76 NSEG=4 ANG=0
95 J=98.99 SEC=GIRDER76 NSEG=4 ANG=0
96 J=99.100 SEC=GIRDER76 NSEG=4 ANG=0
97 J=2.27 SEC=CROSS05 NSEG=4 ANG=0
98 J=3.28 SEC=CROSS05 NSEG=4 ANG=0
99 J=4.29 SEC=CROSS05 NSEG=4 ANG=0
100 J=6.31 SEC=CROSS05 NSEG=4 ANG=0
101 J=7.32 SEC=CROSS05 NSEG=4 ANG=0
102 J=8.33 SEC=CROSS05 NSEG=4 ANG=0
103 J=10.35 SEC=CROSS05 NSEG=4 ANG=0
104 J=11.36 SEC=CROSS05 NSEG=4 ANG=0
105 J=12.37 SEC=CROSS05 NSEG=4 ANG=0
106 J=14.39 SEC=CROSS05 NSEG=4 ANG=0
107 J=15.40 SEC=CROSS05 NSEG=4 ANG=0
108 J=16.41 SEC=CROSS05 NSEG=4 ANG=0
109 J=18.43 SEC=CROSS05 NSEG=4 ANG=0
110 J=19.44 SEC=CROSS05 NSEG=4 ANG=0
111 J=20.45 SEC=CROSS05 NSEG=4 ANG=0
112 J=22.47 SEC=CROSS05 NSEG=4 ANG=0
113 J=23.48 SEC=CROSS05 NSEG=4 ANG=0
114 J=24.49 SEC=CROSS05 NSEG=4 ANG=0
115 J=27.52 SEC=CROSS05 NSEG=4 ANG=0
116 J=28.53 SEC=CROSS05 NSEG=4 ANG=0
117 J=29.54 SEC=CROSS05 NSEG=4 ANG=0
118 J=31.56 SEC=CROSS05 NSEG=4 ANG=0
119 J=32.57 SEC=CROSS05 NSEG=4 ANG=0
120 J=33.58 SEC=CROSS05 NSEG=4 ANG=0
121 J=35.60 SEC=CROSS05 NSEG=4 ANG=0
122 J=36.61 SEC=CROSS05 NSEG=4 ANG=0
123 J=37.62 SEC=CROSS05 NSEG=4 ANG=0
124 J=39.64 SEC=CROSS05 NSEG=4 ANG=0
125 J=40.65 SEC=CROSS05 NSEG=4 ANG=0
126 J=41.66 SEC=CROSS05 NSEG=4 ANG=0
127 J=43.68 SEC=CROSS05 NSEG=4 ANG=0
128 J=44.69 SEC=CROSS05 NSEG=4 ANG=0
129 J=45.70 SEC=CROSS05 NSEG=4 ANG=0
130 J=47.72 SEC=CROSS05 NSEG=4 ANG=0
131 J=48.73 SEC=CROSS05 NSEG=4 ANG=0
132 J=49.74 SEC=CROSS05 NSEG=4 ANG=0
133 J=52.77 SEC=CROSS05 NSEG=4 ANG=0
134 J=53.78 SEC=CROSS05 NSEG=4 ANG=0
135 J=54.79 SEC=CROSS05 NSEG=4 ANG=0
136 J=56.81 SEC=CROSS05 NSEG=4 ANG=0
137 J=57.82 SEC=CROSS05 NSEG=4 ANG=0
138 J=58.83 SEC=CROSS05 NSEG=4 ANG=0
139 J=60.85 SEC=CROSS05 NSEG=4 ANG=0
140 J=61.86 SEC=CROSS05 NSEG=4 ANG=0
141 J=62.87 SEC=CROSS05 NSEG=4 ANG=0
142 J=64.89 SEC=CROSS05 NSEG=4 ANG=0
143 J=65.90 SEC=CROSS05 NSEG=4 ANG=0
144 J=66.91 SEC=CROSS05 NSEG=4 ANG=0
145 J=68.93 SEC=CROSS05 NSEG=4 ANG=0
146 J=69.94 SEC=CROSS05 NSEG=4 ANG=0
147 J=70.95 SEC=CROSS05 NSEG=4 ANG=0
148 J=72.97 SEC=CROSS05 NSEG=4 ANG=0
149 J=73.98 SEC=CROSS05 NSEG=4 ANG=0
150 J=74.99 SEC=CROSS05 NSEG=4 ANG=0
151 J=101.102 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
152 J=102.103 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
153 J=103.104 SEC=GIRDER02 NSEG=4 ANG=0
154 J=104.105 SEC=GIRDER03 NSEG=4 ANG=0
155 J=105.106 SEC=GIRDER03 NSEG=4 ANG=0
156 J=106.107 SEC=GIRDER03 NSEG=4 ANG=0
157 J=107.108 SEC=GIRDER03 NSEG=4 ANG=0
158 J=108.109 SEC=GIRDER03 NSEG=4 ANG=0
159 J=109.110 SEC=GIRDER03 NSEG=4 ANG=0
160 J=110.111 SEC=GIRDER03 NSEG=4 ANG=0
161 J=111.112 SEC=GIRDER02 NSEG=4 ANG=0
162 J=112.113 SEC=GIRDER03 NSEG=4 ANG=0
163 J=113.114 SEC=GIRDER05 NSEG=4 ANG=0
164 J=114.115 SEC=GIRDER06 NSEG=4 ANG=0
165 J=115.116 SEC=GIRDER07 NSEG=4 ANG=0
166 J=116.117 SEC=GIRDER07 NSEG=4 ANG=0
167 J=117.118 SEC=GIRDER08 NSEG=4 ANG=0
168 J=118.119 SEC=GIRDER08 NSEG=4 ANG=0
169 J=119.120 SEC=GIRDER09 NSEG=4 ANG=0
170 J=120.121 SEC=GIRDER06 NSEG=4 ANG=0
171 J=121.122 SEC=GIRDER06 NSEG=4 ANG=0
172 J=122.123 SEC=GIRDER06 NSEG=4 ANG=0
173 J=123.124 SEC=GIRDER06 NSEG=4 ANG=0
174 J=124.125 SEC=GIRDER06 NSEG=4 ANG=0
175 J=125.126 SEC=GIRDER10 NSEG=4 ANG=0
176 J=126.127 SEC=GIRDER11 NSEG=4 ANG=0
177 J=127.128 SEC=GIRDER12 NSEG=4 ANG=0
178 J=128.129 SEC=GIRDER13 NSEG=4 ANG=0
179 J=129.130 SEC=GIRDER14 NSEG=4 ANG=0
180 J=130.131 SEC=GIRDER15 NSEG=4 ANG=0
181 J=131.132 SEC=GIRDER15 NSEG=4 ANG=0
182 J=132.133 SEC=GIRDER15 NSEG=4 ANG=0
183 J=133.134 SEC=GIRDER16 NSEG=4 ANG=0
184 J=134.135 SEC=GIRDER13 NSEG=4 ANG=0
185 J=135.136 SEC=GIRDER17 NSEG=4 ANG=0
186 J=136.137 SEC=GIRDER18 NSEG=4 ANG=0
187 J=137.138 SEC=GIRDER07 NSEG=4 ANG=0
188 J=138.139 SEC=GIRDER07 NSEG=4 ANG=0
189 J=139.140 SEC=GIRDER19 NSEG=4 ANG=0

190	J=140.141	SEC=GIRDER20	NSEG=4	ANG=0
191	J=141.142	SEC=GIRDER20	NSEG=4	ANG=0
192	J=142.143	SEC=GIRDER20	NSEG=4	ANG=0
193	J=143.144	SEC=GIRDER20	NSEG=4	ANG=0
194	J=144.145	SEC=GIRDER20	NSEG=4	ANG=0
195	J=145.146	SEC=GIRDER20	NSEG=4	ANG=0
196	J=146.147	SEC=GIRDER20	NSEG=4	ANG=0
197	J=147.148	SEC=GIRDER23	NSEG=4	ANG=0
198	J=148.149	SEC=GIRDER20	NSEG=4	ANG=0
199	J=149.150	SEC=GIRDER20	NSEG=4	ANG=0
200	J=150.151	SEC=GIRDER24	NSEG=4	ANG=0
201	J=151.152	SEC=GIRDER25	NSEG=4	ANG=0
202	J=152.153	SEC=GIRDER26	NSEG=4	ANG=0
203	J=153.154	SEC=GIRDER26	NSEG=4	ANG=0
204	J=154.155	SEC=GIRDER27	NSEG=4	ANG=0
205	J=155.156	SEC=GIRDER28	NSEG=4	ANG=0
206	J=156.157	SEC=GIRDER29	NSEG=4	ANG=0
207	J=157.158	SEC=GIRDER30	NSEG=4	ANG=0
208	J=158.159	SEC=GIRDER31	NSEG=4	ANG=0
209	J=159.160	SEC=GIRDER32	NSEG=4	ANG=0
210	J=160.161	SEC=GIRDER32	NSEG=4	ANG=0
211	J=161.162	SEC=GIRDER32	NSEG=4	ANG=0
212	J=162.163	SEC=GIRDER33	NSEG=4	ANG=0
213	J=163.164	SEC=GIRDER30	NSEG=4	ANG=0
214	J=164.165	SEC=GIRDER34	NSEG=4	ANG=0
215	J=165.166	SEC=GIRDER12	NSEG=4	ANG=0
216	J=166.167	SEC=GIRDER27	NSEG=4	ANG=0
217	J=167.168	SEC=GIRDER26	NSEG=4	ANG=0
218	J=168.169	SEC=GIRDER26	NSEG=4	ANG=0
219	J=169.170	SEC=GIRDER06	NSEG=4	ANG=0
220	J=170.171	SEC=GIRDER06	NSEG=4	ANG=0
221	J=171.172	SEC=GIRDER05	NSEG=4	ANG=0
222	J=172.173	SEC=GIRDER03	NSEG=4	ANG=0
223	J=173.174	SEC=GIRDER03	NSEG=4	ANG=0
224	J=174.175	SEC=GIRDER03	NSEG=4	ANG=0
225	J=175.176	SEC=GIRDER02	NSEG=4	ANG=0
226	J=176.177	SEC=GIRDER01	NSEG=4	ANG=0
227	J=178.179	SEC=GIRDER37	NSEG=4	ANG=0
228	J=179.180	SEC=GIRDER37	NSEG=4	ANG=0
229	J=180.181	SEC=GIRDER38	NSEG=4	ANG=0
230	J=181.182	SEC=GIRDER39	NSEG=4	ANG=0
231	J=182.183	SEC=GIRDER39	NSEG=4	ANG=0
232	J=183.184	SEC=GIRDER39	NSEG=4	ANG=0
233	J=184.185	SEC=GIRDER39	NSEG=4	ANG=0
234	J=185.186	SEC=GIRDER39	NSEG=4	ANG=0
235	J=186.187	SEC=GIRDER39	NSEG=4	ANG=0
236	J=187.188	SEC=GIRDER39	NSEG=4	ANG=0
237	J=188.189	SEC=GIRDER38	NSEG=4	ANG=0
238	J=189.190	SEC=GIRDER39	NSEG=4	ANG=0
239	J=190.191	SEC=GIRDER41	NSEG=4	ANG=0
240	J=191.192	SEC=GIRDER42	NSEG=4	ANG=0
241	J=192.193	SEC=GIRDER43	NSEG=4	ANG=0
242	J=193.194	SEC=GIRDER43	NSEG=4	ANG=0
243	J=194.195	SEC=GIRDER44	NSEG=4	ANG=0
244	J=195.196	SEC=GIRDER44	NSEG=4	ANG=0
245	J=196.197	SEC=GIRDER45	NSEG=4	ANG=0
246	J=197.198	SEC=GIRDER42	NSEG=4	ANG=0
247	J=198.199	SEC=GIRDER42	NSEG=4	ANG=0
248	J=199.200	SEC=GIRDER42	NSEG=4	ANG=0
249	J=200.201	SEC=GIRDER42	NSEG=4	ANG=0
250	J=201.202	SEC=GIRDER42	NSEG=4	ANG=0
251	J=202.203	SEC=GIRDER46	NSEG=4	ANG=0
252	J=203.204	SEC=GIRDER47	NSEG=4	ANG=0
253	J=204.205	SEC=GIRDER48	NSEG=4	ANG=0
254	J=205.206	SEC=GIRDER49	NSEG=4	ANG=0
255	J=206.207	SEC=GIRDER50	NSEG=4	ANG=0
256	J=207.208	SEC=GIRDER51	NSEG=4	ANG=0
257	J=208.209	SEC=GIRDER51	NSEG=4	ANG=0
258	J=209.210	SEC=GIRDER51	NSEG=4	ANG=0
259	J=210.211	SEC=GIRDER52	NSEG=4	ANG=0
260	J=211.212	SEC=GIRDER49	NSEG=4	ANG=0
261	J=212.213	SEC=GIRDER53	NSEG=4	ANG=0
262	J=213.214	SEC=GIRDER54	NSEG=4	ANG=0
263	J=214.215	SEC=GIRDER43	NSEG=4	ANG=0
264	J=215.216	SEC=GIRDER43	NSEG=4	ANG=0
265	J=216.217	SEC=GIRDER55	NSEG=4	ANG=0
266	J=217.218	SEC=GIRDER56	NSEG=4	ANG=0
267	J=218.219	SEC=GIRDER56	NSEG=4	ANG=0
268	J=219.220	SEC=GIRDER56	NSEG=4	ANG=0
269	J=220.221	SEC=GIRDER56	NSEG=4	ANG=0
270	J=221.222	SEC=GIRDER56	NSEG=4	ANG=0
271	J=222.223	SEC=GIRDER56	NSEG=4	ANG=0
272	J=223.224	SEC=GIRDER56	NSEG=4	ANG=0
273	J=224.225	SEC=GIRDER59	NSEG=4	ANG=0
274	J=225.226	SEC=GIRDER56	NSEG=4	ANG=0
275	J=226.227	SEC=GIRDER56	NSEG=4	ANG=0
276	J=227.228	SEC=GIRDER60	NSEG=4	ANG=0
277	J=228.229	SEC=GIRDER61	NSEG=4	ANG=0
278	J=229.230	SEC=GIRDER62	NSEG=4	ANG=0
279	J=230.231	SEC=GIRDER62	NSEG=4	ANG=0
280	J=231.232	SEC=GIRDER63	NSEG=4	ANG=0
281	J=232.233	SEC=GIRDER64	NSEG=4	ANG=0
282	J=233.234	SEC=GIRDER65	NSEG=4	ANG=0
283	J=234.235	SEC=GIRDER66	NSEG=4	ANG=0
284	J=235.236	SEC=GIRDER67	NSEG=4	ANG=0
285	J=236.237	SEC=GIRDER68	NSEG=4	ANG=0
286	J=237.238	SEC=GIRDER68	NSEG=4	ANG=0
287	J=238.239	SEC=GIRDER68	NSEG=4	ANG=0
288	J=239.240	SEC=GIRDER69	NSEG=4	ANG=0
289	J=240.241	SEC=GIRDER66	NSEG=4	ANG=0
290	J=241.242	SEC=GIRDER70	NSEG=4	ANG=0
291	J=242.243	SEC=GIRDER48	NSEG=4	ANG=0
292	J=243.244	SEC=GIRDER63	NSEG=4	ANG=0
293	J=244.245	SEC=GIRDER62	NSEG=4	ANG=0
294	J=245.246	SEC=GIRDER62	NSEG=4	ANG=0
295	J=246.247	SEC=GIRDER42	NSEG=4	ANG=0
296	J=247.248	SEC=GIRDER42	NSEG=4	ANG=0
297	J=248.249	SEC=GIRDER41	NSEG=4	ANG=0

298 J=249.250 SEC=GIRDER39 NSEG=4 ANG=0
299 J=250.251 SEC=GIRDER39 NSEG=4 ANG=0
300 J=251.252 SEC=GIRDER39 NSEG=4 ANG=0
301 J=252.253 SEC=GIRDER38 NSEG=4 ANG=0
302 J=253.254 SEC=GIRDER37 NSEG=4 ANG=0
303 J=102.179 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
304 J=103.180 SEC=CROSS02 NSEG=4 ANG=0
305 J=105.182 SEC=CROSS02 NSEG=4 ANG=0
306 J=108.185 SEC=CROSS02 NSEG=4 ANG=0
307 J=109.186 SEC=CROSS02 NSEG=4 ANG=0
308 J=111.188 SEC=CROSS02 NSEG=4 ANG=0
309 J=114.191 SEC=CROSS02 NSEG=4 ANG=0
310 J=116.193 SEC=CROSS02 NSEG=4 ANG=0
311 J=117.194 SEC=CROSS02 NSEG=4 ANG=0
312 J=118.195 SEC=CROSS02 NSEG=4 ANG=0
313 J=120.197 SEC=CROSS02 NSEG=4 ANG=0
314 J=121.198 SEC=CROSS02 NSEG=4 ANG=0
315 J=122.199 SEC=CROSS02 NSEG=4 ANG=0
316 J=123.200 SEC=CROSS02 NSEG=4 ANG=0
317 J=126.203 SEC=CROSS02 NSEG=4 ANG=0
318 J=128.205 SEC=CROSS03 NSEG=4 ANG=0
319 J=131.208 SEC=CROSS04 NSEG=4 ANG=0
320 J=134.211 SEC=CROSS03 NSEG=4 ANG=0
321 J=136.213 SEC=CROSS02 NSEG=4 ANG=0
322 J=138.215 SEC=CROSS02 NSEG=4 ANG=0
323 J=141.218 SEC=CROSS02 NSEG=4 ANG=0
324 J=144.221 SEC=CROSS02 NSEG=4 ANG=0
325 J=145.222 SEC=CROSS02 NSEG=4 ANG=0
326 J=147.224 SEC=CROSS02 NSEG=4 ANG=0
327 J=149.226 SEC=CROSS02 NSEG=4 ANG=0
328 J=152.229 SEC=CROSS02 NSEG=4 ANG=0
329 J=154.231 SEC=CROSS02 NSEG=4 ANG=0
330 J=157.234 SEC=CROSS03 NSEG=4 ANG=0
331 J=160.237 SEC=CROSS04 NSEG=4 ANG=0
332 J=163.240 SEC=CROSS03 NSEG=4 ANG=0
333 J=166.243 SEC=CROSS02 NSEG=4 ANG=0
334 J=168.245 SEC=CROSS02 NSEG=4 ANG=0
335 J=170.247 SEC=CROSS02 NSEG=4 ANG=0
336 J=172.249 SEC=CROSS02 NSEG=4 ANG=0
337 J=173.250 SEC=CROSS02 NSEG=4 ANG=0
338 J=175.252 SEC=CROSS02 NSEG=4 ANG=0
339 J=176.253 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
340 J=2.255 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=-12
341 J=27.256 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=-12
342 J=52.257 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=-12
343 J=77.258 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=-12
344 J=4.259 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=-12
345 J=29.260 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=-12
346 J=54.261 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=-12
347 J=79.262 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=-12
348 J=6.263 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=-12
349 J=31.264 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=-12
350 J=56.265 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=-12
351 J=81.266 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=-12
352 J=8.267 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=-12
353 J=33.268 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=-12
354 J=58.269 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=-12
355 J=83.270 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=-12
356 J=10.271 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=-12
357 J=35.272 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=-12
358 J=60.273 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=-12
359 J=85.274 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=-12
360 J=12.275 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=-12
361 J=37.276 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=-12
362 J=62.277 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=-12
363 J=87.278 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=-12
364 J=14.279 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=-12
365 J=39.280 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=-12
366 J=64.281 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=-12
367 J=89.282 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=-12
368 J=16.283 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=-12
369 J=41.284 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=-12
370 J=66.285 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=-12
371 J=91.286 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=-12
372 J=18.287 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=-12
373 J=43.288 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=-12
374 J=68.289 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=-12
375 J=93.290 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=-12
376 J=20.291 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=-12
377 J=45.292 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=-12
378 J=70.293 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=-12
379 J=95.294 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=-12
380 J=22.295 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=-12
381 J=47.296 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=-12
382 J=72.297 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=-12
383 J=97.298 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=-12
384 J=24.299 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=-12
385 J=49.300 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=-12
386 J=74.301 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=-12
387 J=99.302 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=-12
388 J=102.303 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=-12
389 J=179.304 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=-12
390 J=117.305 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
391 J=194.306 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
392 J=131.307 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=12
393 J=208.308 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=12
394 J=160.309 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=34
395 J=237.310 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=34
396 J=176.311 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=47
397 J=253.312 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=47
398 J=319.320 SEC=P02CP0204 NSEG=4 ANG=0
399 J=320.321 SEC=P02CP0408 NSEG=4 ANG=0
400 J=321.322 SEC=P02CP0711 NSEG=4 ANG=0
401 J=322.323 SEC=P02CP1112 NSEG=4 ANG=0
402 J=323.324 SEC=P02CP1212 NSEG=4 ANG=0
403 J=324.J1 SEC=P02CP1212 NSEG=4 ANG=0
404 J=J1.326 SEC=P02CP1010 NSEG=4 ANG=0
405 J=326.327 SEC=P02CP1010 NSEG=4 ANG=0

406 J=327.328 SEC=P02CP1009 NSEG=4 ANG=0
407 J=328.329 SEC=P02CP0906 NSEG=4 ANG=0
408 J=329.330 SEC=P02CP0503 NSEG=4 ANG=0
409 J=330.331 SEC=P02CP0301 NSEG=4 ANG=0
411 J=320.333 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
412 J=322.334 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
413 J=328.335 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
414 J=330.336 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
415 J=320.337 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
416 J=322.338 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
417 J=328.339 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
418 J=330.340 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
419 J=341.342 SEC=P03CP0204 NSEG=4 ANG=0
420 J=342.343 SEC=P03CP0408 NSEG=4 ANG=0
421 J=343.344 SEC=P03CP0711 NSEG=4 ANG=0
422 J=344.345 SEC=P03CP1112 NSEG=4 ANG=0
423 J=345.346 SEC=P03CP1212 NSEG=4 ANG=0
424 J=346.J2 SEC=P03CP1212 NSEG=4 ANG=0
425 J=J2.348 SEC=P03CP1010 NSEG=4 ANG=0
426 J=348.349 SEC=P03CP1010 NSEG=4 ANG=0
427 J=349.350 SEC=P03CP1009 NSEG=4 ANG=0
428 J=350.351 SEC=P03CP0906 NSEG=4 ANG=0
429 J=351.352 SEC=P03CP0503 NSEG=4 ANG=0
430 J=352.353 SEC=P03CP0301 NSEG=4 ANG=0
432 J=342.355 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
433 J=344.356 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
434 J=350.357 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
435 J=352.358 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
436 J=342.359 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
437 J=344.360 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
438 J=350.361 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
439 J=352.362 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
440 J=363.364 SEC=P04CP0204 NSEG=4 ANG=0
441 J=364.365 SEC=P04CP0408 NSEG=4 ANG=0
442 J=365.366 SEC=P04CP0711 NSEG=4 ANG=0
443 J=366.367 SEC=P04CP1112 NSEG=4 ANG=0
444 J=367.368 SEC=P04CP1212 NSEG=4 ANG=0
445 J=368.J3 SEC=P04CP1212 NSEG=4 ANG=0
446 J=J3.370 SEC=P04CP1010 NSEG=4 ANG=0
447 J=370.371 SEC=P04CP1010 NSEG=4 ANG=0
448 J=371.372 SEC=P04CP1009 NSEG=4 ANG=0
449 J=372.373 SEC=P04CP0906 NSEG=4 ANG=0
450 J=373.374 SEC=P04CP0503 NSEG=4 ANG=0
451 J=374.375 SEC=P04CP0301 NSEG=4 ANG=0
453 J=364.377 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
454 J=366.378 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
455 J=372.379 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
456 J=374.380 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
457 J=364.381 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
458 J=366.382 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
459 J=372.383 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
460 J=374.384 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
461 J=385.386 SEC=P05CP0204 NSEG=4 ANG=0
462 J=386.387 SEC=P05CP0408 NSEG=4 ANG=0
463 J=387.388 SEC=P05CP0711 NSEG=4 ANG=0
464 J=388.389 SEC=P05CP1112 NSEG=4 ANG=0
465 J=389.390 SEC=P05CP1212 NSEG=4 ANG=0
466 J=390.J4 SEC=P05CP1212 NSEG=4 ANG=0
467 J=J4.392 SEC=P05CP1010 NSEG=4 ANG=0
468 J=392.393 SEC=P05CP1010 NSEG=4 ANG=0
469 J=393.394 SEC=P05CP1009 NSEG=4 ANG=0
470 J=394.395 SEC=P05CP0906 NSEG=4 ANG=0
471 J=395.396 SEC=P05CP0503 NSEG=4 ANG=0
472 J=396.397 SEC=P05CP0301 NSEG=4 ANG=0
474 J=386.399 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
475 J=388.400 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
476 J=394.401 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
477 J=396.402 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
478 J=386.403 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
479 J=388.404 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
480 J=394.405 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
481 J=396.406 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
482 J=407.408 SEC=P06CP0204 NSEG=4 ANG=0
483 J=408.409 SEC=P06CP0408 NSEG=4 ANG=0
484 J=409.410 SEC=P06CP0711 NSEG=4 ANG=0
485 J=410.411 SEC=P06CP1112 NSEG=4 ANG=0
486 J=411.412 SEC=P06CP1212 NSEG=4 ANG=0
487 J=412.J5 SEC=P06CP1212 NSEG=4 ANG=0
488 J=J5.414 SEC=P06CP1010 NSEG=4 ANG=0
489 J=414.415 SEC=P06CP1010 NSEG=4 ANG=0
490 J=415.416 SEC=P06CP1009 NSEG=4 ANG=0
491 J=416.417 SEC=P06CP0906 NSEG=4 ANG=0
492 J=417.418 SEC=P06CP0503 NSEG=4 ANG=0
493 J=418.419 SEC=P06CP0301 NSEG=4 ANG=0
495 J=408.421 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
496 J=410.422 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
497 J=416.423 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
498 J=418.424 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
499 J=408.425 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
500 J=410.426 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
501 J=416.427 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
502 J=418.428 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
503 J=429.430 SEC=P07CP0204 NSEG=4 ANG=0
504 J=430.431 SEC=P07CP0408 NSEG=4 ANG=0
505 J=431.432 SEC=P07CP0807 NSEG=4 ANG=0
506 J=432.433 SEC=P07CP0711 NSEG=4 ANG=0
507 J=433.434 SEC=P07CP1112 NSEG=4 ANG=0
508 J=434.435 SEC=P07CP1212 NSEG=4 ANG=0
509 J=435.J6 SEC=P07CP1210 NSEG=4 ANG=0
510 J=J6.437 SEC=P07CP1010 NSEG=4 ANG=-12
511 J=437.438 SEC=P07CP1010 NSEG=4 ANG=0
512 J=438.439 SEC=P07CP1010 NSEG=4 ANG=0
513 J=439.440 SEC=P07CP1009 NSEG=4 ANG=0
514 J=440.441 SEC=P07CP0906 NSEG=4 ANG=0
515 J=441.442 SEC=P07CP0605 NSEG=4 ANG=0
516 J=442.443 SEC=P07CP0503 NSEG=4 ANG=0
517 J=443.444 SEC=P07CP0301 NSEG=4 ANG=0
519 J=430.446 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0

520 J=433.447 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
521 J=440.448 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
522 J=443.449 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
523 J=431.450 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
524 J=442.451 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
525 J=452.453 SEC=P08CP0204 NSEG=4 ANG=0
526 J=453.454 SEC=P08CP0406 NSEG=4 ANG=0
527 J=454.455 SEC=P08CP0606 NSEG=4 ANG=0
528 J=455.457 SEC=P08CP0606 NSEG=4 ANG=0
529 J=457.457 SEC=P08CP0505 NSEG=4 ANG=0
530 J=457.458 SEC=P08CP0505 NSEG=4 ANG=0
531 J=458.459 SEC=P08CP0503 NSEG=4 ANG=0
532 J=459.460 SEC=P08CP0301 NSEG=4 ANG=0
534 J=462.463 SEC=P09CP0204 NSEG=4 ANG=0
535 J=463.464 SEC=P09CP0406 NSEG=4 ANG=0
536 J=464.465 SEC=P09CP0606 NSEG=4 ANG=0
537 J=465.468 SEC=P09CP0606 NSEG=4 ANG=0
538 J=467.467 SEC=P09CP0505 NSEG=4 ANG=0
539 J=467.468 SEC=P09CP0505 NSEG=4 ANG=0
540 J=468.469 SEC=P09CP0503 NSEG=4 ANG=0
541 J=469.470 SEC=P09CP0301 NSEG=4 ANG=0
543 J=472.473 SEC=P10CP0204 NSEG=4 ANG=0
544 J=473.474 SEC=P10CP0406 NSEG=4 ANG=0
545 J=474.475 SEC=P10CP0606 NSEG=4 ANG=0
546 J=475.479 SEC=P10CP0606 NSEG=4 ANG=0
547 J=479.477 SEC=P10CP0505 NSEG=4 ANG=0
548 J=477.478 SEC=P10CP0505 NSEG=4 ANG=0
549 J=478.479 SEC=P10CP0503 NSEG=4 ANG=0
550 J=479.480 SEC=P10CP0301 NSEG=4 ANG=0
553 J=482.483 SEC=P02COLUMN NSEG=4 ANG=-12
556 J=484.485 SEC=P03COLUMN NSEG=4 ANG=-12
559 J=486.487 SEC=P04COLUMN NSEG=4 ANG=-12
562 J=488.489 SEC=P05COLUMN NSEG=4 ANG=-12
565 J=490.491 SEC=P06COLUMN NSEG=4 ANG=-12
568 J=492.493 SEC=P07COLUMN NSEG=4 ANG=-12
571 J=494.495 SEC=P08COLUMN NSEG=4 ANG=0
574 J=496.497 SEC=P09COLUMN NSEG=4 ANG=12
577 J=498.499 SEC=P10COLUMN NSEG=4 ANG=34

NLLINK

1 J=255.313 NLP=OM1500 ANG=-12
2 J=256.314 NLP=OM1500 ANG=-12
3 J=257.315 NLP=OM1500 ANG=-12
4 J=258.316 NLP=OM1500 ANG=-12
5 J=259.333 NLP=ED1500 ANG=-12
6 J=260.334 NLP=ED1500 ANG=-12
7 J=261.335 NLP=ED1500 ANG=-12
8 J=262.336 NLP=ED1500 ANG=-12
9 J=263.337 NLP=ED1500 ANG=-12
10 J=264.338 NLP=ED1500 ANG=-12
11 J=265.339 NLP=ED1500 ANG=-12
12 J=266.340 NLP=ED1500 ANG=-12
13 J=267.355 NLP=ED1500 ANG=-12
14 J=268.356 NLP=ED1500 ANG=-12
15 J=269.357 NLP=ED1500 ANG=-12
16 J=270.358 NLP=ED1500 ANG=-12
17 J=271.359 NLP=ED1500 ANG=-12
18 J=272.360 NLP=ED1500 ANG=-12
19 J=273.361 NLP=ED1500 ANG=-12
20 J=274.362 NLP=ED1500 ANG=-12
21 J=275.377 NLP=ED1500 ANG=-12
22 J=276.378 NLP=ED1500 ANG=-12
23 J=277.379 NLP=ED1500 ANG=-12
24 J=278.380 NLP=ED1500 ANG=-12
25 J=279.381 NLP=ED1500 ANG=-12
26 J=280.382 NLP=ED1500 ANG=-12
27 J=281.383 NLP=ED1500 ANG=-12
28 J=282.384 NLP=ED1500 ANG=-12
29 J=283.399 NLP=ED1500 ANG=-12
30 J=284.400 NLP=ED1500 ANG=-12
31 J=285.401 NLP=ED1500 ANG=-12
32 J=286.402 NLP=ED1500 ANG=-12
33 J=287.403 NLP=ED1500 ANG=-12
34 J=288.404 NLP=ED1500 ANG=-12
35 J=289.405 NLP=ED1500 ANG=-12
36 J=290.406 NLP=ED1500 ANG=-12
37 J=291.421 NLP=ED1500 ANG=-12
38 J=292.422 NLP=ED1500 ANG=-12
39 J=293.423 NLP=ED1500 ANG=-12
40 J=294.424 NLP=ED1500 ANG=-12
41 J=295.425 NLP=ED1500 ANG=-12
42 J=296.426 NLP=ED1500 ANG=-12
43 J=297.427 NLP=ED1500 ANG=-12
44 J=298.428 NLP=ED1500 ANG=-12
45 J=299.446 NLP=OM1500 ANG=-12
46 J=300.447 NLP=OM1500 ANG=-12
47 J=301.448 NLP=OM1500 ANG=-12
48 J=302.449 NLP=OM1500 ANG=-12
49 J=303.450 NLP=OM2000 ANG=0
50 J=304.451 NLP=OM2000 ANG=0
51 J=305.453 NLP=ED5000 ANG=0
52 J=306.459 NLP=ED6000 ANG=0
53 J=307.463 NLP=ED5000 ANG=12
54 J=308.469 NLP=ED7000 ANG=12
55 J=309.473 NLP=ED6000 ANG=34
56 J=310.479 NLP=ED7000 ANG=34
57 J=311.317 NLP=OM2000 ANG=47
58 J=312.318 NLP=OM2000 ANG=47

LOAD

NAME=LOAD1 SW=1 CSYS=0

MODE

TYPE=RITZ N=50
ACC=UX
ACC=UY
LOAD=LOAD1

```
FUNCTION
NAME=ELC1542 NPL=1 PRINT=Y
0 0
.02 -.01193
.04 -.01428
.
.
.
40.12 0
40.14 0
40.16 0
40.18 0
```

(종락)

```
HISTORY
NAME=ELC1542L TYPE=NON NSTEP=2010 DT=.02 DAMP=.05 FTOL=.00001 ETOL=.00001 DTMAX=0 ENVE=Y
ACC=U1 ANG=0 FUNC=ELC1542 SF=9.81 AT=0
NAME=ELC1542T TYPE=NON NSTEP=2010 DT=.02 DAMP=.05 FTOL=.00001 ETOL=.00001 DTMAX=0 ENVE=Y
ACC=U2 ANG=0 FUNC=ELC1542 SF=9.81 AT=0
NAME=TFT1542L TYPE=NON NSTEP=2010 DT=.02 DAMP=.05 FTOL=.00001 ETOL=.00001 DTMAX=0 ENVE=Y
ACC=U1 ANG=0 FUNC=TFT1542 SF=9.81 AT=0
NAME=TFT1542T TYPE=NON NSTEP=2010 DT=.02 DAMP=.05 FTOL=.00001 ETOL=.00001 DTMAX=0 ENVE=Y
ACC=U2 ANG=0 FUNC=TFT1542 SF=9.81 AT=0
NAME=CAL1542L TYPE=NON NSTEP=2010 DT=.02 DAMP=.05 FTOL=.00001 ETOL=.00001 DTMAX=0 ENVE=Y
ACC=U1 ANG=0 FUNC=CAL1542 SF=9.81 AT=0
NAME=CAL1542T TYPE=NON NSTEP=2010 DT=.02 DAMP=.05 FTOL=.00001 ETOL=.00001 DTMAX=0 ENVE=Y
ACC=U2 ANG=0 FUNC=CAL1542 SF=9.81 AT=0
NAME=NOR1542L TYPE=NON NSTEP=2010 DT=.02 DAMP=.05 FTOL=.00001 ETOL=.00001 DTMAX=0 ENVE=Y
ACC=U1 ANG=0 FUNC=NOR1542 SF=9.81 AT=0
NAME=NOR1542T TYPE=NON NSTEP=2010 DT=.02 DAMP=.05 FTOL=.00001 ETOL=.00001 DTMAX=0 ENVE=Y
ACC=U2 ANG=0 FUNC=NOR1542 SF=9.81 AT=0
```

```
COMBO
NAME=XDIR TYPE=ENVE
HIST=ELC1542L SF=1
HIST=TFT1542L SF=1
HIST=CAL1542L SF=1
HIST=NOR1542L SF=1
NAME=YDIR TYPE=ENVE
HIST=ELC1542T SF=1
HIST=TFT1542T SF=1
HIST=CAL1542T SF=1
HIST=NOR1542T SF=1
NAME=COMB1
COMB=XDIR SF=1
COMB=YDIR SF=.3
NAME=COMB2
COMB=XDIR SF=.3
COMB=YDIR SF=1
```

```
OUTPUT
: No Output Requested
```

END

4. 고유치 해석결과

아래의 모드형상에서 알 수 있는 것처럼 1차 모드는 상판의 교축방향 병진모드 2차 모드는 상판의 교축직각방향 병진모드를 나타내고 있다. 전체적으로 교량의 기본적인 거동을 잘 표현하고 있다 판단된다.

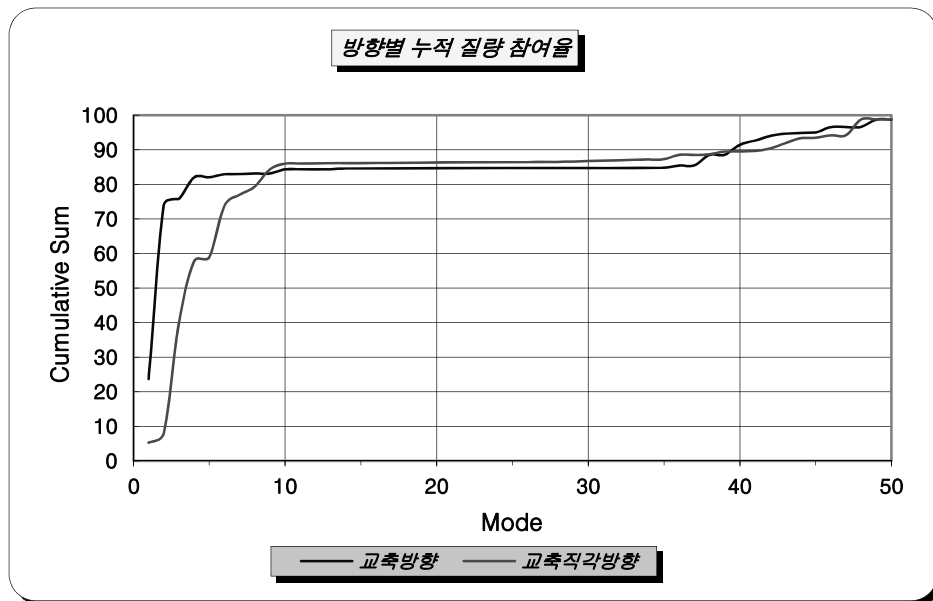
4.1 주기 및 진동수

< 모드별 주기 및 진동수 >

MODE	PERIOD	FREQUENCY		EIGENVALUE	비고
	(TIME)	(CYC/TIME)	(RAD/TIME)	(RAD/TIME)**2	
1	1.2449	0.8033	5.05	25.47	
2	1.1833	0.8451	5.31	28.19	
3	1.1465	0.8722	5.48	30.03	
4	1.1371	0.8794	5.53	30.53	
5	0.9861	1.0141	6.37	40.60	
6	0.8848	1.1302	7.10	50.43	
7	0.8692	1.1505	7.23	52.25	
8	0.7904	1.2651	7.95	63.19	
9	0.7186	1.3916	8.74	76.45	
10	0.7068	1.4148	8.89	79.02	
11	0.6790	1.4727	9.25	85.62	
12	0.6133	1.6306	10.25	104.97	
13	0.5977	1.6730	10.51	110.49	
14	0.5428	1.8424	11.58	134.01	
15	0.4834	2.0688	13.00	168.96	
16	0.4339	2.3046	14.48	209.68	
17	0.4103	2.4375	15.32	234.56	
18	0.4085	2.4480	15.38	236.58	
19	0.3846	2.6000	16.34	266.87	
20	0.3730	2.6806	16.84	283.68	
21	0.3649	2.7403	17.22	296.45	
22	0.3443	2.9048	18.25	333.12	
23	0.3279	3.0499	19.16	367.22	
24	0.3209	3.1167	19.58	383.48	
25	0.3170	3.1542	19.82	392.76	
26	0.3123	3.2025	20.12	404.89	
27	0.2925	3.4191	21.48	461.51	
28	0.2793	3.5805	22.50	506.13	
29	0.2678	3.7343	23.46	550.53	
30	0.2515	3.9769	24.99	624.37	
31	0.2505	3.9920	25.08	629.12	
32	0.2438	4.1010	25.77	663.96	
33	0.2366	4.2266	26.56	705.26	
34	0.2265	4.4160	27.75	769.87	
35	0.1907	5.2432	32.94	1085.30	
36	0.1798	5.5624	34.95	1221.49	
37	0.1752	5.7068	35.86	1285.73	
38	0.1665	6.0069	37.74	1424.49	
39	0.1437	6.9571	43.71	1910.80	
40	0.1427	7.0061	44.02	1937.82	
41	0.1158	8.6329	54.24	2942.19	
42	0.1119	8.9401	56.17	3155.35	
43	0.1063	9.4085	59.12	3494.64	
44	0.0813	12.2965	77.26	5969.33	
45	0.0771	12.9785	81.55	6649.83	
46	0.0713	14.0325	88.17	7773.78	
47	0.0489	20.4612	128.56	16528.11	
48	0.0413	24.2112	152.12	23141.52	
49	0.0384	26.0740	163.83	26839.57	
50	0.0223	44.8796	281.99	79516.61	

4.2 질량 참여율

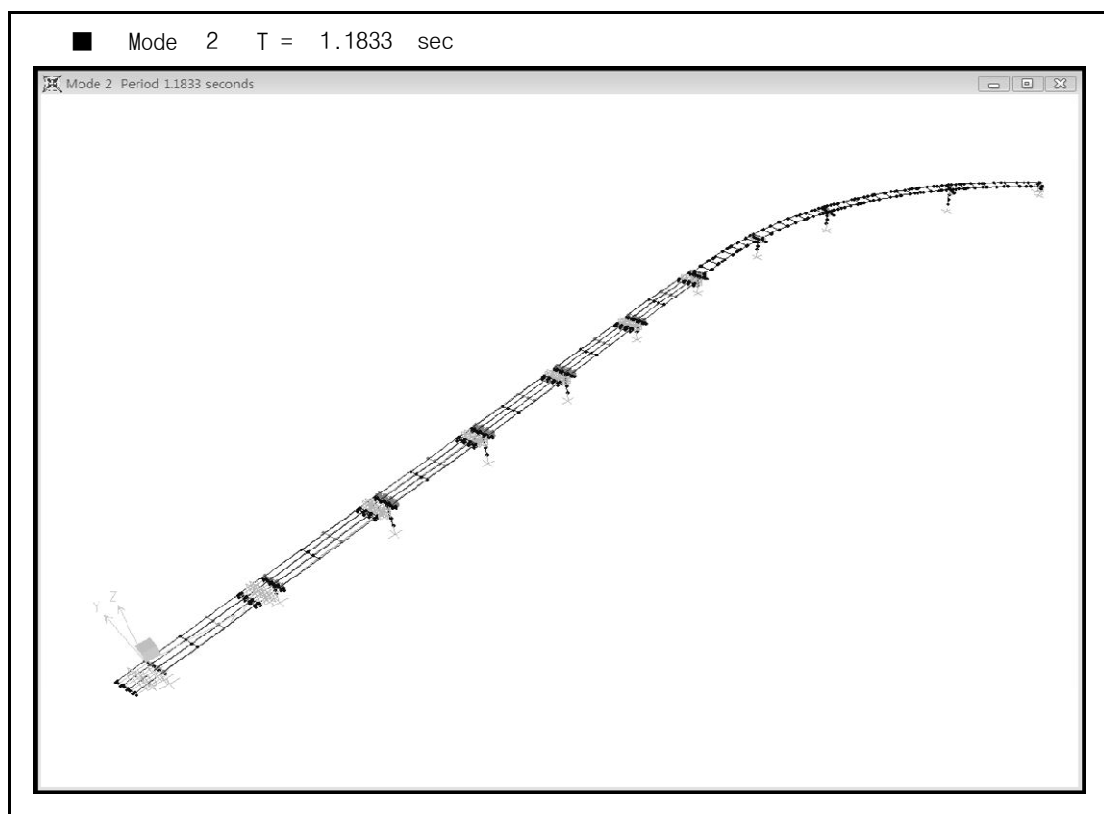
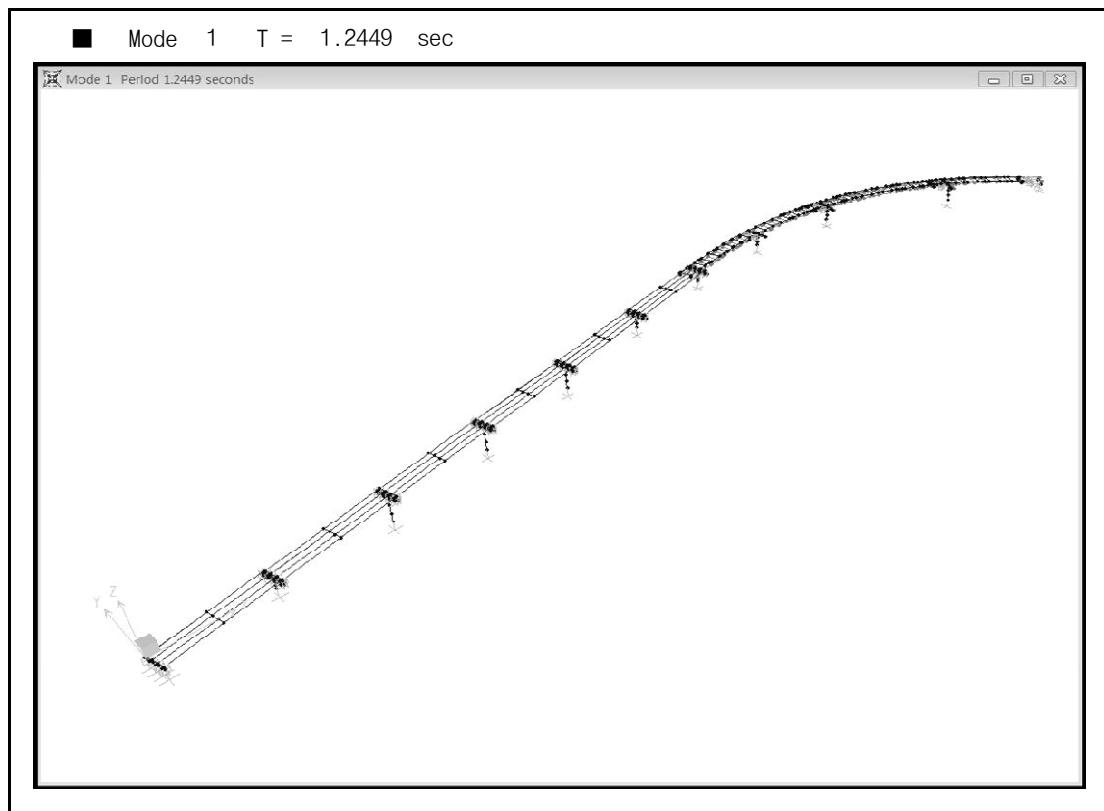
고유치 해석결과 방향별 유효 질량 참여율의 합이 90%를 상회함을 확인하여 본 해석이 교량의 동적거동을 충분히 구현하고 있음을 확인하였다.



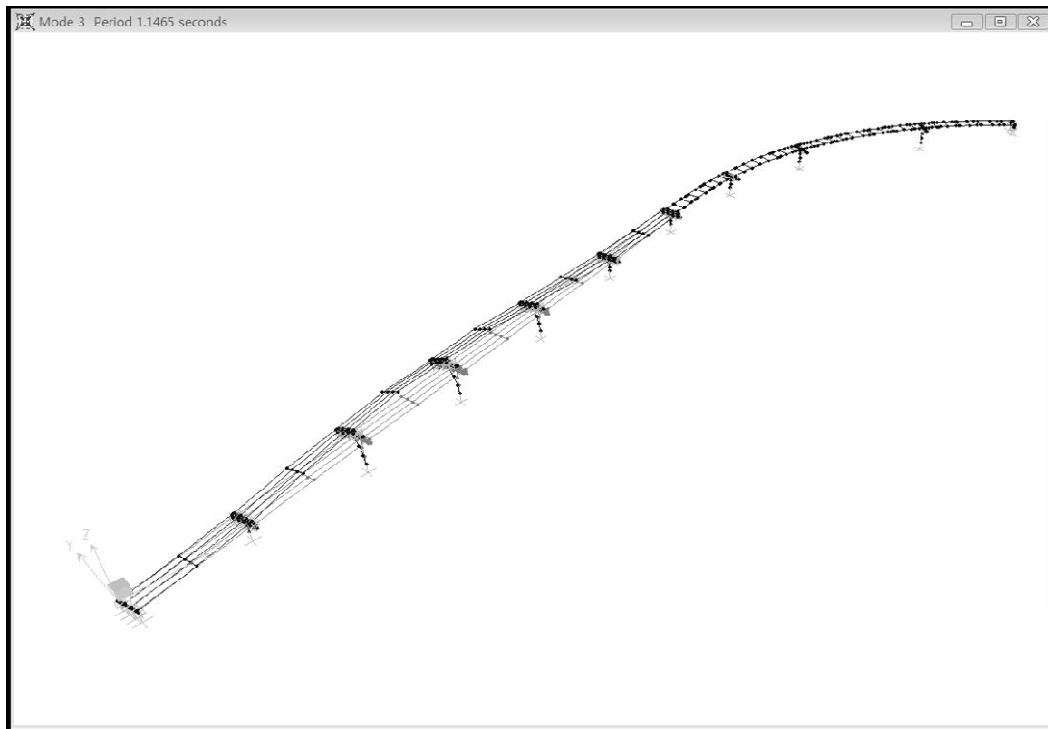
< 질량참여율 >

MODE	PERIOD (SEC)	INDIVIDUAL MODE (PERCENT)			CUMULATIVE SUM (PERCENT)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	1.245	23.736	5.289	0.000	23.736	5.289	0.000
2	1.183	50.232	2.756	0.000	73.968	8.045	0.000
3	1.147	1.854	32.059	0.000	75.821	40.104	0.000
4	1.137	6.177	17.619	0.000	81.999	57.722	0.000
5	0.986	0.054	1.218	0.000	82.053	58.941	0.000
6	0.885	0.845	14.879	0.000	82.898	73.820	0.001
7	0.869	0.063	3.158	0.000	82.961	76.977	0.001
8	0.790	0.166	2.352	0.000	83.127	79.329	0.001
9	0.719	0.008	4.999	0.000	83.135	84.328	0.001
10	0.707	1.190	1.644	0.004	84.325	85.973	0.005
11	0.679	0.008	0.009	2.244	84.333	85.981	2.249
12	0.613	0.000	0.107	0.000	84.333	86.089	2.249
13	0.598	0.048	0.000	0.000	84.381	86.089	2.249
14	0.543	0.227	0.007	0.000	84.608	86.095	2.249
15	0.483	0.000	0.036	0.000	84.609	86.132	2.249
16	0.434	0.001	0.028	0.001	84.609	86.160	2.249
17	0.410	0.000	0.000	0.389	84.610	86.160	2.639
18	0.408	0.001	0.000	1.265	84.610	86.160	3.903
19	0.385	0.002	0.103	0.000	84.613	86.263	3.904
20	0.373	0.000	0.000	0.573	84.613	86.263	4.476
21	0.365	0.054	0.138	0.001	84.667	86.401	4.477
22	0.344	0.001	0.003	0.000	84.668	86.404	4.477
23	0.328	0.003	0.000	2.266	84.670	86.404	6.743
24	0.321	0.001	0.006	0.001	84.671	86.410	6.744
25	0.317	0.000	0.000	0.090	84.671	86.410	6.834
26	0.312	0.000	0.000	0.011	84.672	86.411	6.844
27	0.292	0.003	0.086	0.004	84.675	86.497	6.848
28	0.279	0.003	0.000	0.654	84.677	86.497	7.502
29	0.268	0.000	0.105	0.002	84.677	86.602	7.504
30	0.251	0.027	0.105	4.337	84.704	86.707	11.841
31	0.251	0.021	0.099	0.242	84.725	86.806	12.083
32	0.244	0.010	0.132	17.197	84.735	86.938	29.281
33	0.237	0.002	0.182	13.896	84.737	87.120	43.177
34	0.226	0.019	0.049	3.990	84.756	87.169	47.166
35	0.191	0.035	0.098	0.015	84.791	87.266	47.182
36	0.180	0.624	1.242	0.003	85.415	88.508	47.184
37	0.175	0.065	0.013	0.000	85.480	88.521	47.184
38	0.166	3.021	0.143	0.004	88.501	88.664	47.188
39	0.144	0.033	0.828	0.010	88.534	89.492	47.198
40	0.143	2.916	0.047	0.009	91.450	89.539	47.207
41	0.116	1.160	0.120	0.252	92.610	89.659	47.459
42	0.112	1.381	0.724	0.235	93.991	90.383	47.694
43	0.106	0.625	1.516	0.158	94.616	91.899	47.852
44	0.081	0.302	1.429	0.201	94.918	93.328	48.053
45	0.077	0.063	0.138	2.009	94.981	93.465	50.062
46	0.071	1.569	0.723	0.107	96.550	94.188	50.169
47	0.049	0.002	0.013	32.140	96.552	94.202	82.309
48	0.041	0.056	4.558	0.019	96.608	98.759	82.328
49	0.038	2.092	0.021	0.031	98.700	98.780	82.359
50	0.022	0.000	0.001	10.460	98.701	98.781	92.819

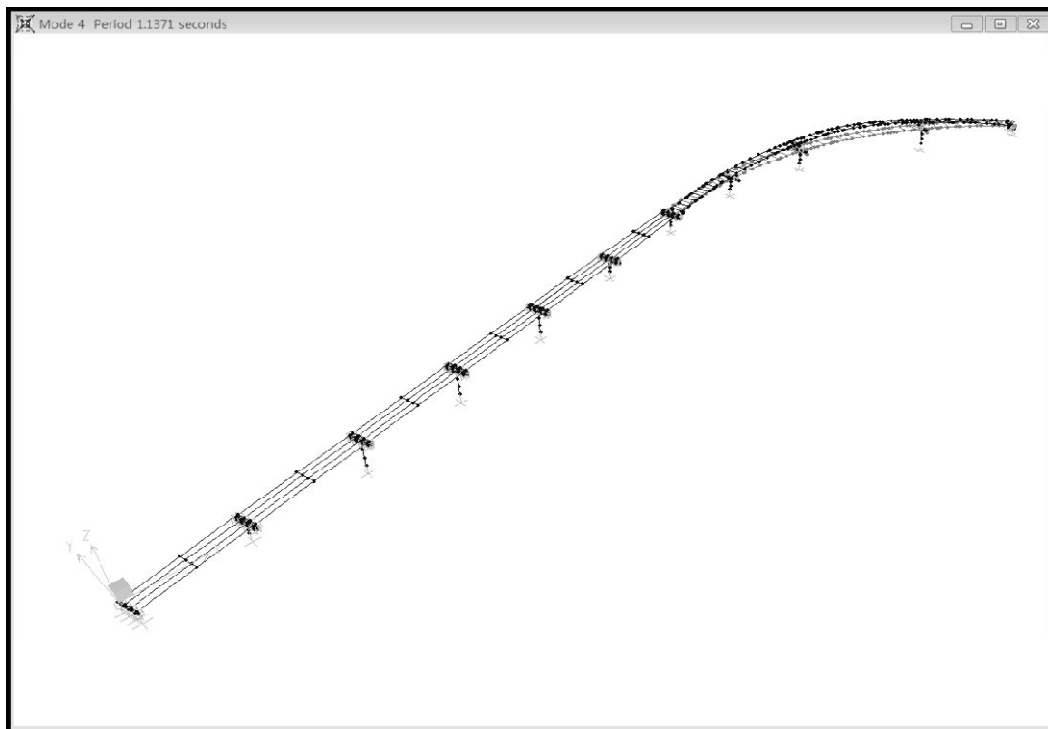
4.3 모드형상(Mode Shape)



■ Mode 3 T = 1.1465 sec



■ Mode 4 T = 1.1371 sec

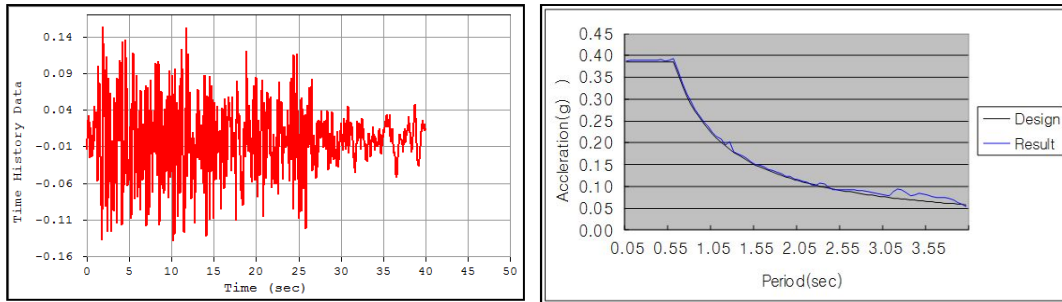


5. 입력파형의 정의

- 본 해석에서는 2005 도로교설계기준 6.10.7.5절의 세목에 준하여 인공지진파를 선택.수정한 후 해석에 이용하였다.
- 또한 설계기준 표 6.3.6에서 정의한 지반분류 II에 부합하는 서로 다른 실제 지진기록으로부터 얻은 네 쌍의 수평지반운동 시간이력 성분을 이용하였으며, 주파수 조절을 통해 다음의 두 가지 기준을 만족하도록 하였다.
- 작성된 시간이력이 설계지반 응답스펙트럼에 부합되기 위한 작성된 시간이력의 평균 응답스펙트럼에 대한 기준

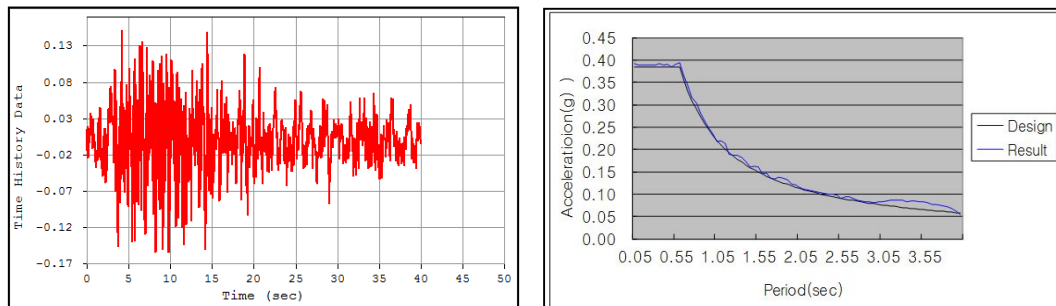
- ① 시간이력의 응답스펙트럼 값이 설계지반 응답스펙트럼값보다 낮은 주기의 수는 5개 이하이고 낮은 정도는 10% 이내이어야 한다.
- ② 시간이력의 응답스펙트럼을 계산하는 주기의 간격은 스펙트럼 값의 변화가 10%이상 되지 않을 정도로 충분히 작아야 한다. (2005 도로교 설계기준 6.10.7.5를 적용)

1. The Frequency-Scaled Ground Motion Input Histories (Pair1)



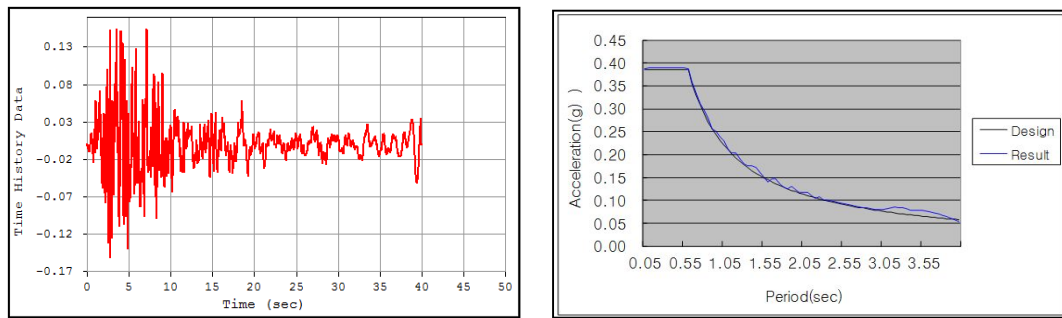
- The Name of Recorded Event : Imperial Valley 1979 Array 6 239°
- The Duration of Ground Motion : 40 sec
- Acceleration Coefficient : 0.154
- Soil Profile Type : II

2. The Frequency-Scaled Ground Motion Input Histories(Pair2)



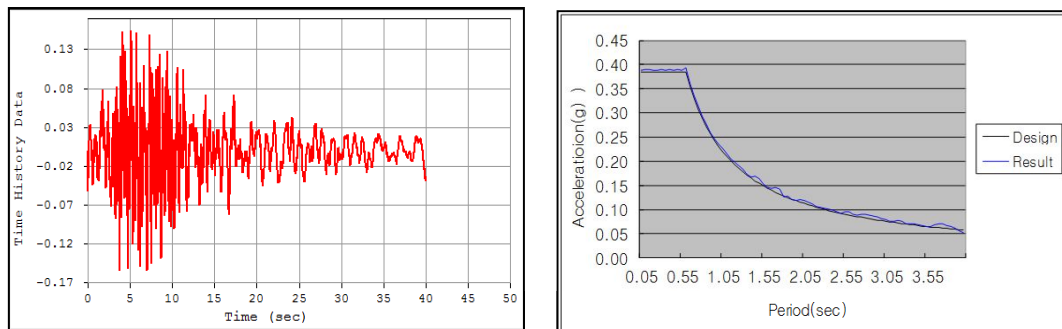
- The Name of Recorded Event : Kern Country 1952 Taft S69° E
- The Duration of Ground Motion : 40 sec
- Acceleration Coefficient : 0.154
- Soil Profile Type : II

3. The Frequency-Scaled Ground Motion Input Histories(Pair3)



- The Name of Recorded Event : Loma Prieta Corralitos 0°
- The Duration of Ground Motion : 40 sec
- Acceleration Coefficient : 0.154
- Soil Profile Type : II

4. The Frequency-Scaled Ground Motion Input Histories(Pair4)



- The Name of Recorded Event : Northridge 1994 0°
- The Duration of Ground Motion : 40 sec
- Acceleration Coefficient : 0.154
- Soil Profile Type : II

6.1 내진해석결과요약_받침

◎ 시간이력해석

하중경우 1 : $1.0 \times (\text{종방향축의 해석}) + 0.3 \times (\text{횡방향축의 해석})$

하중경우 2 : $1.0 \times (\text{횡방향축의 해석}) + 0.3 \times (\text{종방향축의 해석})$

1) 전단설계력 (kN)

PIER NO	부재	COM1		COM2		교량받침			검토	비고
		교축	교직	교축	교직	수직용량	구분	수평용량		
A1	1	94.76	62.81	89.29	116.43	1500	M	288	O.K.	OMEDS
	2	95.23	63.14	90.84	115.87	1500	M	288	O.K.	OMEDS
	3	95.77	63.26	92.63	114.99	1500	M	288	O.K.	OMEDS
	4	96.46	63.34	94.93	113.86	1500	M	288	O.K.	OMEDS
P1 (전열)	5	138.30	69.56	97.56	138.73	1500	M	288	O.K.	EDS
	6	136.65	69.44	91.94	138.38	1500	M	288	O.K.	EDS
	7	135.94	69.47	92.36	137.92	1500	M	288	O.K.	EDS
	8	138.05	69.62	96.70	137.41	1500	M	288	O.K.	EDS
P1 (후열)	9	138.53	74.55	98.35	141.49	1500	M	288	O.K.	EDS
	10	136.90	74.28	92.80	141.07	1500	M	288	O.K.	EDS
	11	135.92	73.44	93.86	140.31	1500	M	288	O.K.	EDS
	12	137.78	73.01	95.79	139.24	1500	M	288	O.K.	EDS
P2 (전열)	13	127.76	90.63	96.31	147.91	1500	M	288	O.K.	EDS
	14	125.92	92.01	90.45	148.54	1500	M	288	O.K.	EDS
	15	124.44	92.77	85.55	148.70	1500	M	288	O.K.	EDS
	16	122.09	93.62	77.60	148.82	1500	M	288	O.K.	EDS
P2 (후열)	17	125.76	98.36	89.88	152.40	1500	M	288	O.K.	EDS
	18	124.10	99.44	84.47	152.81	1500	M	288	O.K.	EDS
	19	122.96	100.10	81.66	152.90	1500	M	288	O.K.	EDS
	20	123.47	101.26	82.20	153.17	1500	M	288	O.K.	EDS
P3 (전열)	21	122.27	116.91	78.66	171.35	1500	M	288	O.K.	EDS
	22	123.35	117.42	80.80	171.66	1500	M	288	O.K.	EDS
	23	124.14	117.65	83.39	171.75	1500	M	288	O.K.	EDS
	24	125.81	117.77	85.96	171.70	1500	M	288	O.K.	EDS
P3 (후열)	25	121.98	115.42	75.47	169.88	1500	M	288	O.K.	EDS
	26	123.41	115.96	78.18	170.31	1500	M	288	O.K.	EDS
	27	124.53	115.94	81.89	170.39	1500	M	288	O.K.	EDS
	28	126.59	115.81	88.71	170.27	1500	M	288	O.K.	EDS
P4 (전열)	29	129.05	84.28	90.76	138.45	1500	M	288	O.K.	EDS
	30	126.91	84.07	84.00	138.46	1500	M	288	O.K.	EDS
	31	126.10	83.70	81.79	138.37	1500	M	288	O.K.	EDS
	32	127.61	82.86	87.22	138.20	1500	M	288	O.K.	EDS
P4 (후열)	33	129.99	79.88	94.77	135.90	1500	M	288	O.K.	EDS
	34	127.95	79.71	88.13	136.07	1500	M	288	O.K.	EDS
	35	126.86	79.56	84.46	136.07	1500	M	288	O.K.	EDS
	36	128.82	79.34	91.19	135.76	1500	M	288	O.K.	EDS

PIER NO	부재	COM1		COM2		교량받침			검토	비고
		교축	교직	교축	교직	수직용량	구분	수평용량		
P5 (전열)	37	133.87	93.50	96.16	159.65	1500	M	288	O.K.	EDS
	38	131.82	93.61	90.98	159.53	1500	M	288	O.K.	EDS
	39	133.43	93.85	94.35	159.35	1500	M	288	O.K.	EDS
	40	135.26	93.87	100.41	159.00	1500	M	288	O.K.	EDS
P5 (후열)	41	134.21	93.28	98.53	160.29	1500	M	288	O.K.	EDS
	42	131.76	93.51	94.62	160.14	1500	M	288	O.K.	EDS
	43	133.03	94.03	92.80	160.07	1500	M	288	O.K.	EDS
	44	134.99	94.19	99.34	159.66	1500	M	288	O.K.	EDS
P6 (전열)	45	95.21	87.20	90.78	146.26	1500	M	288	O.K.	OMEDS
	46	94.37	86.87	87.99	146.34	1500	M	288	O.K.	OMEDS
	47	93.18	86.38	84.02	146.26	1500	M	288	O.K.	OMEDS
	48	93.66	85.79	85.61	146.04	1500	M	288	O.K.	OMEDS
P6 (후열)	49	101.17	146.52	90.94	307.28	2000	M	598	O.K.	OMEDS
	50	101.78	140.35	92.96	304.05	2000	M	598	O.K.	OMEDS
P7	51	421.36	217.49	246.04	404.95	5000	M	651	O.K.	EDS
	52	452.28	242.28	286.35	450.92	6000	M	694	O.K.	EDS
P8	53	420.75	303.07	295.17	446.16	5000	M	651	O.K.	EDS
	54	528.44	427.78	395.21	583.53	7000	M	763	O.K.	EDS
P9	55	408.91	426.59	343.12	475.40	6000	M	694	O.K.	EDS
	56	455.08	539.92	400.41	568.08	7000	M	763	O.K.	EDS
A2	57	105.50	153.29	105.53	146.22	2000	M	598	O.K.	OMEDS
	58	105.46	159.12	105.52	150.31	2000	M	598	O.K.	OMEDS

※응답수정계수 나누기 전의 값임.

2) 받침변위 (mm)

PIER NO	부재	COM1		COM2		교량받침			검토	비고
		교축	교직	교축	교직	수직용량	구분	허용변위		
A1	1	22.79	3.16	2.92	8.54	1500	M	170	O.K.	OMEDS
	2	22.74	3.16	3.09	8.55	1500	M	170	O.K.	OMEDS
	3	22.72	3.16	3.21	8.55	1500	M	170	O.K.	OMEDS
	4	22.69	3.16	3.56	8.54	1500	M	170	O.K.	OMEDS
P1 (전열)	5	22.47	3.39	2.68	13.77	1500	M	85	O.K.	EDS
	6	22.46	3.39	2.96	13.79	1500	M	85	O.K.	EDS
	7	22.44	3.38	3.19	13.79	1500	M	85	O.K.	EDS
	8	22.43	3.37	3.47	13.76	1500	M	85	O.K.	EDS
P1 (후열)	9	22.48	3.34	2.69	13.89	1500	M	85	O.K.	EDS
	10	22.46	3.36	2.96	13.91	1500	M	85	O.K.	EDS
	11	22.44	3.37	3.19	13.90	1500	M	85	O.K.	EDS
	12	22.43	3.37	3.46	13.87	1500	M	85	O.K.	EDS

PIER NO	부재	COM1		COM2		교량받침			검토	비고
		교축	교직	교축	교직	수직용량	구분	허용변위		
P2 (전열)	13	18.18	2.91	2.71	14.15	1500	M	85	O.K.	EDS
	14	18.15	2.91	2.49	14.18	1500	M	85	O.K.	EDS
	15	18.14	2.91	2.40	14.18	1500	M	85	O.K.	EDS
	16	18.14	2.90	2.17	14.14	1500	M	85	O.K.	EDS
P2 (후열)	17	18.18	2.97	2.71	14.67	1500	M	85	O.K.	EDS
	18	18.15	2.96	2.49	14.68	1500	M	85	O.K.	EDS
	19	18.14	2.95	2.40	14.68	1500	M	85	O.K.	EDS
	20	18.14	2.95	2.18	14.66	1500	M	85	O.K.	EDS
P3 (전열)	21	18.67	3.45	2.14	18.17	1500	M	85	O.K.	EDS
	22	18.64	3.47	2.19	18.19	1500	M	85	O.K.	EDS
	23	18.65	3.48	2.28	18.18	1500	M	85	O.K.	EDS
	24	18.67	3.49	2.35	18.15	1500	M	85	O.K.	EDS
P3 (후열)	25	18.67	3.41	2.19	18.11	1500	M	85	O.K.	EDS
	26	18.65	3.42	2.21	18.14	1500	M	85	O.K.	EDS
	27	18.65	3.41	2.28	18.13	1500	M	85	O.K.	EDS
	28	18.66	3.40	2.36	18.09	1500	M	85	O.K.	EDS
P4 (전열)	29	19.15	2.64	2.80	12.35	1500	M	85	O.K.	EDS
	30	19.12	2.65	2.51	12.37	1500	M	85	O.K.	EDS
	31	19.12	2.66	2.34	12.37	1500	M	85	O.K.	EDS
	32	19.12	2.67	2.12	12.36	1500	M	85	O.K.	EDS
P4 (후열)	33	19.16	2.55	2.79	11.87	1500	M	85	O.K.	EDS
	34	19.13	2.56	2.50	11.91	1500	M	85	O.K.	EDS
	35	19.12	2.55	2.35	11.91	1500	M	85	O.K.	EDS
	36	19.11	2.53	2.13	11.88	1500	M	85	O.K.	EDS
P5 (전열)	37	21.55	4.08	3.22	16.81	1500	M	85	O.K.	EDS
	38	21.59	4.09	3.14	16.86	1500	M	85	O.K.	EDS
	39	21.62	4.07	3.07	16.87	1500	M	85	O.K.	EDS
	40	21.65	4.05	3.01	16.82	1500	M	85	O.K.	EDS
P5 (후열)	41	21.56	4.11	3.17	16.98	1500	M	85	O.K.	EDS
	42	21.59	4.13	3.11	17.02	1500	M	85	O.K.	EDS
	43	21.61	4.14	3.05	17.03	1500	M	85	O.K.	EDS
	44	21.64	4.15	3.00	17.01	1500	M	85	O.K.	EDS
P6 (전열)	45	22.50	4.23	3.28	13.92	1500	M	170	O.K.	OMEDS
	46	22.52	4.24	2.96	13.94	1500	M	170	O.K.	OMEDS
	47	22.50	4.24	2.80	13.94	1500	M	170	O.K.	OMEDS
	48	22.52	4.23	2.97	13.91	1500	M	170	O.K.	OMEDS
P6 (후열)	49	28.24	1.81	2.81	20.60	2000	M	175	O.K.	OMEDS
	50	25.29	1.02	2.99	20.68	2000	M	175	O.K.	OMEDS
P7	51	27.29	1.14	1.95	18.65	5000	M	69	O.K.	EDS
	52	24.35	1.25	1.84	18.64	6000	M	69	O.K.	EDS
P8	53	26.12	5.15	4.53	22.00	5000	M	69	O.K.	EDS
	54	23.10	5.16	3.96	21.96	7000	M	69	O.K.	EDS
P9	55	18.62	12.06	14.04	19.62	6000	M	69	O.K.	EDS
	56	15.74	12.06	13.52	19.63	7000	M	69	O.K.	EDS
A2	57	20.38	9.59	20.55	7.52	2000	M	175	O.K.	OMEDS
	58	17.06	9.58	20.46	7.53	2000	M	175	O.K.	OMEDS

6.2 내진해석결과요약_기둥

구분		Frame	LOAD	교축방향		변위(m)	교직방향		변위(m)
				전단력 (KN)	모멘트 (KN-m)		전단력 (KN)	모멘트 (KN-m)	
P1	상단	A	COMB1	997.77	688.13	0.00	617.88	1172.92	0.00
		A	COMB2	678.37	833.12	0.00	1122.38	2253.98	0.00
	하단	B	COMB1	1060.58	2698.14		818.81	2773.34	
		B	COMB2	778.59	2056.36		1346.00	5222.56	
P2	상단	C	COMB1	1066.11	3479.47	0.01	597.34	3398.04	0.01
		C	COMB2	581.95	1958.34	0.01	1066.82	5508.97	0.03
	하단	D	COMB1	1366.96	7747.66		759.26	7888.51	
		D	COMB2	779.83	4345.60		1266.97	13883.54	
P3	상단	E	COMB1	1095.82	3349.01	0.01	667.15	3850.33	0.02
		E	COMB2	590.79	1789.84	0.01	1215.76	6539.11	0.03
	하단	F	COMB1	1314.45	7373.06		852.29	8939.23	
		F	COMB2	744.49	4190.41		1522.61	15550.79	
P4	상단	G	COMB1	1118.73	2869.68	0.01	538.26	3363.63	0.01
		G	COMB2	619.12	1610.78	0.01	977.75	5749.61	0.02
	하단	H	COMB1	1245.65	6650.96		646.98	6816.27	
		H	COMB2	702.95	3749.60		1133.03	12058.71	
P5	상단	I	COMB1	1233.49	837.09	0.00	664.70	2325.79	0.00
		I	COMB2	866.73	614.42	0.00	1230.08	4499.20	0.00
	하단	J	COMB1	1305.52	4414.87		612.01	4137.70	
		J	COMB2	926.35	3017.97		1164.83	8334.51	
P6	상단	K	COMB1	991.87	1788.97	0.00	533.74	1490.63	0.00
		K	COMB2	569.70	1032.26	0.00	1129.60	3300.14	0.00
	하단	L	COMB1	1190.46	5468.06		576.54	3182.40	
		L	COMB2	708.86	3100.59		1246.47	7194.86	
P7	상단	M	COMB1	936.38	1795.21	0.00	348.24	1192.58	0.00
		M	COMB2	467.82	896.40	0.00	834.27	2830.86	0.00
	하단	N	COMB1	1165.75	5869.75		411.82	2587.69	
		N	COMB2	580.43	2866.11		935.91	6098.22	
P8	상단	O	COMB1	1099.71	2367.97	0.00	532.68	1929.20	0.00
		O	COMB2	598.08	1284.20	0.00	939.68	3571.26	0.00
	하단	P	COMB1	1137.14	7210.31		615.50	4050.35	
		P	COMB2	683.88	4049.74		1055.30	7232.03	
P9	상단	Q	COMB1	1061.16	2779.47	0.01	839.27	2438.07	0.00
		Q	COMB2	870.62	2283.86	0.00	1027.99	3174.81	0.01
	하단	R	COMB1	1129.18	8691.90		953.59	6761.00	
		R	COMB2	1035.41	7430.75		1210.38	8597.12	

상부구조의 여유간격 검토

지진시에 상부구조와 교대 혹은 인접하는 상부구조간의 충돌에 의한 주요 구조부재의 손상을 방지하고, 설계시 고려된 내진성능이 충분히 발휘할 수 있도록 하기 위하여 상부구조의 단부에는 여유간격을 설치하여야 한다. 상부구조의 여유간격은 다음식에 의한 값보다 작아서는 안된다.

$$\Delta l_i = d + \Delta l_s + \Delta l_c + 0.4\Delta l_t$$

여기서, Δl_i : 상부구조의 여유간격

d : 지반에 대한 상부구조의 총변위 ($d_i + d_{sub}$)

Δl_s : 콘크리트의 건조수축에 의한 이동량 (mm)

Δl_c : 콘크리트의 크리프에 의한 이동량 (mm)

Δl_t : 온도변화에 의한 이동량 (mm)

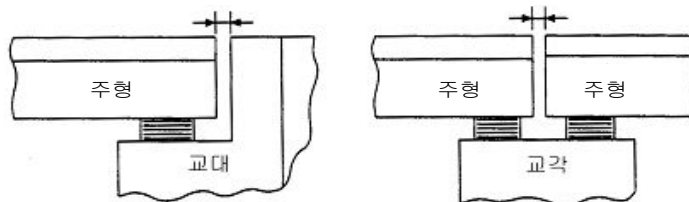
(Δl_s 와 Δl_c 는 수축량이므로 고려하지 않음)

- 상부구조의 여유간격 검토

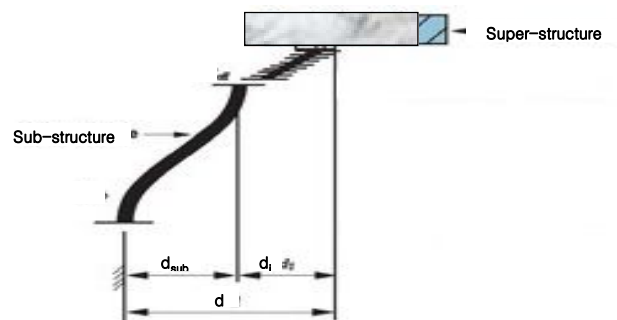
상부구조의 여유간격은 도로교설계기준 2.4.1.3 page.42에서 규정하는 여유량을 고려한 가동받침의 이동량보다 커야 하며, 또한 교축직각방향의 지진시 변위에 의한 인접상부구조 및 주요구조부재간의 충돌 가능성이 있을 때는 이를 방지하기 위한 여유간격을 설치한다.

(단위:mm)

구 분	상부구조의 총변위 (d)			온도변위 (Δl_t)	여유간격 (Δl_i)	설치유간	검토결과
	받침변위	교각변위	상부변위				
	(d_i)	(d_{sub})	($d_i + d_{sub}$)				
A1	22.8	0.0	22.8	47.0	41.6	120	O.K
P6	28.2	2.1	30.4	74.3	60.1	150	O.K
A2	20.4	0.0	20.4	27.3	31.3	120	O.K



<그림> 상부구조의 여유간격



<그림> 지반에 대한 상부구조의 총변위 ($d = d_i + d_{sub}$)