관 리 번 호

사 본 번 호

고속도로 제32호선
옥산~오창 고속도로 민간투자사업
구 조 계 산 서 (Ⅳ)
(준 공)

2018. 01

국토교통부
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. 호죽1교

- 라멘 계산서(옥산방향) ····· 305
- 라멘 계산서(오창방향) ····· 529

9. 호죽2교

- 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 XII 권 -

22. 부대공

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

4. 병천천교

교각 P1(옥산방향)

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 둥 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

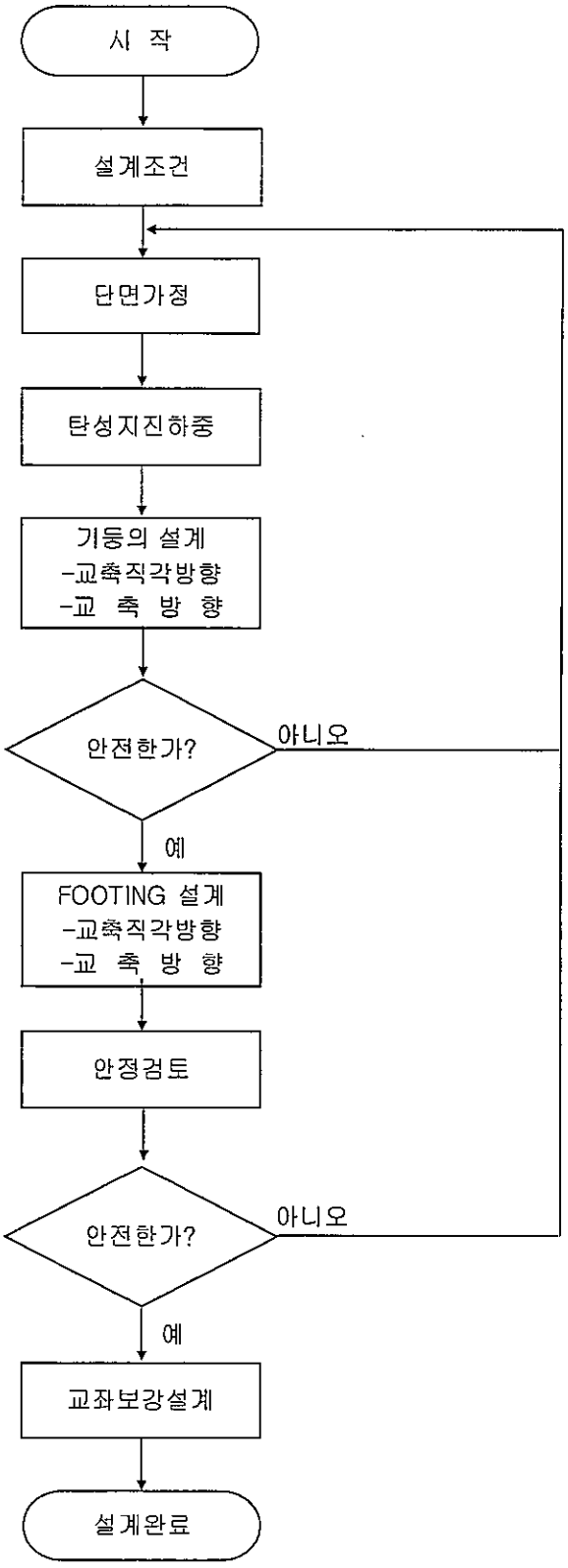
11. 기초 2방향전단(편칭) 검토

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


시 작
설계조건
단면가정
탄성지진하중
기둥의 설계
-교축직각방향
-교 축 방 향
안전한가?
아니오
예
FOOTING 설계
-교축직각방향
-교 축 방 향
안정검토
안전한가?
아니오
예
교좌보강설계
설계완료

2. 해석결과 요약

▣ 말뚝 안정성검토 및 응력검토

구 분			허용값	발생값	비 고
교축방향	평상시	허용지지력(kN/EA)	1730.000	650.072	O.K
		허용인발력(kN/EA)	185.686	-	O.K
		휨 응력(MPa)	28.000	11.180	O.K
		전단응력(MPa)	0.850	0.196	O.K
		수평변위(mm)	15.000	1.106	O.K
	지진시	허용지지력(kN/EA)	2595.000	1010.432	O.K
		허용인발력(kN/EA)	272.116	-2.644	O.K
		휨 응력(MPa)	42.000	18.747	O.K
		전단응력(MPa)	1.250	1.120	O.K
		수평변위(mm)	15.000	3.568	O.K
교축직각 방향	평상시	허용지지력(kN/EA)	1730.000	698.080	O.K
		허용인발력(kN/EA)	185.686	-	O.K
		휨 응력(MPa)	28.000	11.152	O.K
		전단응력(MPa)	0.850	0.130	O.K
		수평변위(mm)	15.000	0.737	O.K
	지진시	허용지지력(kN/EA)	2595.000	960.734	O.K
		허용인발력(kN/EA)	272.116	-	O.K
		휨 응력(MPa)	42.000	16.975	O.K
		전단응력(MPa)	1.250	0.885	O.K
		수평변위(mm)	15.000	2.818	O.K

▣ 기둥의 단면 설계

단면위치		Puse	Pu(kN)	ϕPn(kN)	안전도	비 고
교축방향	축력최대	0.010	43912.947	106037.829	2.415	O.K
	모멘트최대	0.010	32235.643	89503.835	2.777	O.K
	탄성설계	0.010	25788.515	28607.225	1.109	O.K
	편심최대	0.010	24353.199	77706.665	3.191	O.K
교축직각방향	축력최대	0.010	43912.947	106037.829	2.415	O.K
	모멘트최대	0.010	41055.558	73994.512	1.802	O.K
	탄성설계	0.010	25788.515	31445.902	1.219	O.K
	편심최대	0.010	33173.114	64794.268	1.953	O.K
합성부재력	축력최대	0.010	43912.947	106037.829	2.415	O.K
	모멘트최대	0.010	32235.643	74271.982	2.304	O.K
	탄성설계	0.010	25788.515	29027.364	1.126	O.K
	편심최대	0.010	24353.199	59754.245	2.454	O.K
	모멘트최대	0.010	41055.558	73994.512	1.802	O.K
	편심최대	0.010	33173.114	64794.268	1.953	O.K

▣ 단면 설계

단면위치		깊이 (mm)	피복 (mm)	Req.As (mm²)	Use.As (mm²)	Mu(kN.m)	ΦMn(kN.m)	안전도	비 고
두부보	좌측내민보	3799.7	100.0	60565.760	66712.800	71021.219	77882.258	1.097	O.K
	우측내민보	3799.7	100.0	57793.447	66712.800	67905.959	77882.258	1.147	O.K
	좌측내민보수	3500.0	100.0	6463.495	11693.000	7439.223	13410.491	1.803	O.K
	우측내민보수	3500.0	100.0	6379.276	11693.000	7342.709	13410.491	1.826	O.K
	교량받침8	2632.2	100.0	149.337	66712.800	123.473	51399.220	416.279	O.K
	교량받침1	2639.4	100.0	235.078	66712.800	194.928	51564.410	264.530	O.K
	교량받침9	3289.0	100.0	15257.508	66712.800	15827.236	66297.898	4.189	O.K
	교량받침2	3299.9	100.0	15523.693	66712.800	16157.520	66545.684	4.119	O.K
	교량받침10	3945.5	100.0	38285.476	66712.800	47515.036	81189.921	1.709	O.K
	교량받침3	3960.7	100.0	38753.834	66712.800	48280.853	81534.067	1.689	O.K
	교량받침12	3719.3	100.0	40034.334	66712.800	46546.228	76057.447	1.634	O.K
	교량받침5	3697.4	100.0	39344.929	66712.800	45475.378	75561.877	1.662	O.K
	교량받침13	2807.0	100.0	17942.888	66712.800	15631.708	55365.334	3.542	O.K
	교량받침6	2781.2	100.0	17246.399	66712.800	14883.856	54780.286	3.681	O.K
	교량받침14	1914.7	100.0	610.314	66712.800	355.495	35125.555	98.807	O.K
	교량받침7	1885.9	100.0	149.622	66712.800	85.743	34471.678	402.034	O.K
기초	교축방향	2300.0	150.0	56472.645	82227.200	39745.031	57278.940	1.441	O.K
	교직-지점부	2300.0	150.0	54979.753	82227.200	38717.287	57278.940	1.479	O.K

▣ 사용성 검토

단면위치		인장응력(fs)	허용응력(fsa)	철근간격(S)	최대간격(Sq)	비 고
두부보	좌측내민보	218.164	180.000	125.000	150.968	O.K
	우측내민보	211.609	180.000	125.000	162.148	O.K
	좌측내민보수평	194.002	180.000	146.143	195.923	O.K
	우측내민보수평	191.485	180.000	146.143	201.258	O.K
	교량받침8	0.646	180.000	125.000	97547.765	O.K
	교량받침1	0.969	180.000	125.000	64991.753	O.K
	교량받침9	56.669	180.000	125.000	1111.715	O.K
	교량받침2	57.643	180.000	125.000	1092.930	O.K
	교량받침10	139.776	180.000	125.000	353.401	O.K
	교량받침3	141.448	180.000	125.000	346.743	O.K
	교량받침12	149.262	180.000	125.000	317.597	O.K
	교량받침5	146.327	180.000	125.000	328.177	O.K
	교량받침13	69.737	180.000	125.000	903.396	O.K
	교량받침6	66.532	180.000	125.000	946.914	O.K
	교량받침14	4.549	180.000	125.000	13850.009	O.K
	교량받침7	1.736	180.000	125.000	36292.292	O.K
기초	교축방향	158.961	180.000	124.706	156.654	O.K
	교직-지점부	169.907	180.000	124.706	124.739	O.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	:	γc =	25 kN/m³		[도로교 설계기준 2.1.2]
2) 기초지반의 단위중량	:	γs2 =	20 kN/m³		[도로교설계요령 제2권 P366]
3) 교량받침 마찰계수	:	fs =	0.15		

3.3 지 반 조 건

1) 기초지반의 N치	:	N =	10	
2) 기초지반의 내부마찰각	:	φ2 =	27.247 °	; 15 + √15N
3) 기초지반의 점착력	:	C =	0 kN/m²	
4) 기초지반의 마찰계수	:	μ =	0.328	; TAN(⅔ · Φ2) : 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	:	fck =	두부보:	27 MPa	
			기둥:	27 MPa	
			기초:	27 MPa	
- 탄성계수	:	Ec =	두부보:	27804 MPa	
			기둥:	27804 MPa	
			기초:	27804 MPa	
					[도로교 설계기준 2.3.3]
2) 철근의 항복 강도(SD400)	:	fy =	두부보:	400 MPa	
			기둥:	400 MPa	
			기초:	400 MPa	
- 탄성계수	:	Es =	200000 MPa		[도로교 설계기준 2.3.3]

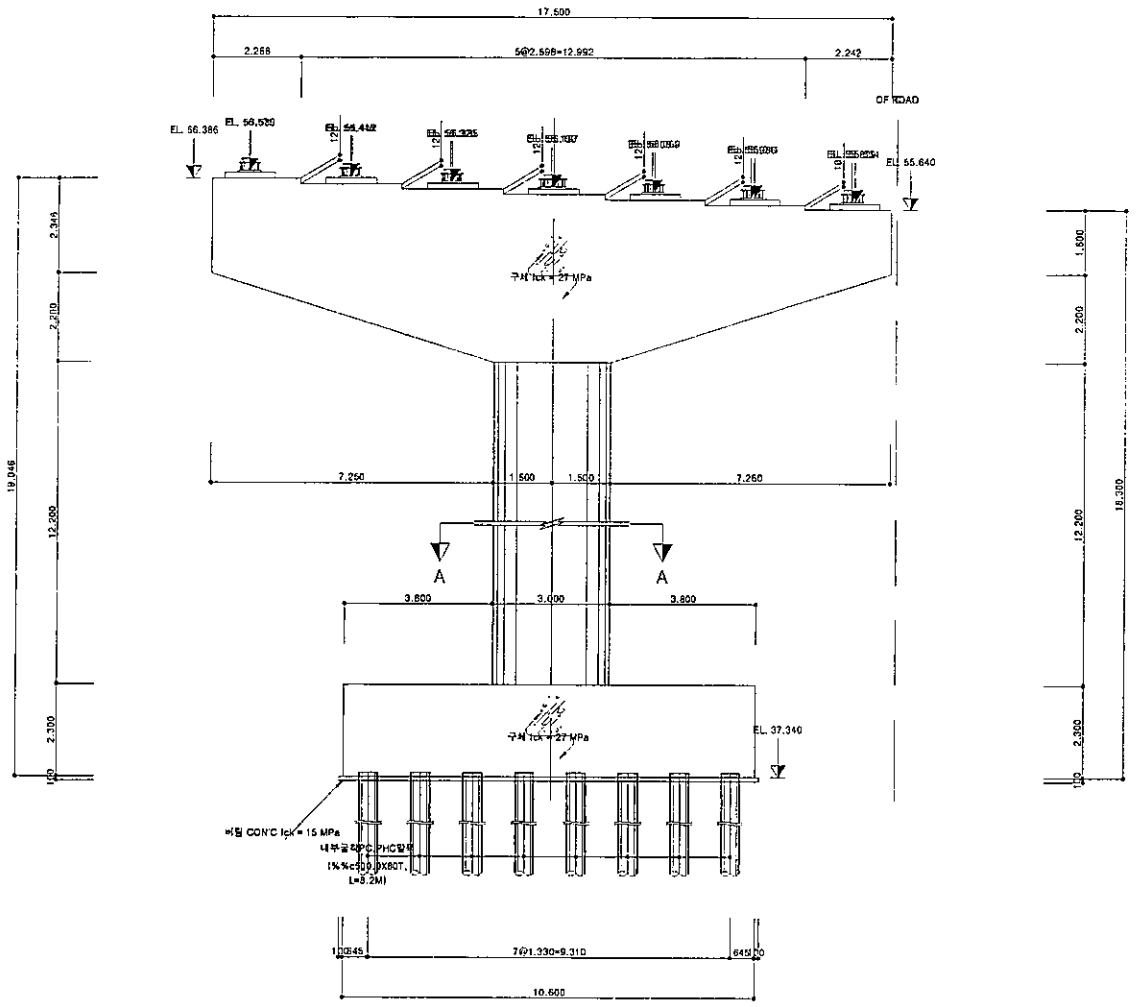
3.5 설 계 방 법

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


17,500
2,268
5@2,596=12,992
2,242
OF ROAD
EL. 56.386
EL. 55.640
구체 fck = 27 MPa
7,250
1,500
1,500
7,250
A
A
3,800
3,000
3,800
EL. 37.340
구체 fck = 27 MPa
버팀 CON'C fck = 15 MPa
7@1,330=9,310
10,600
19,046
2,345
2,200
12,200
2,300
1,500
2,200
12,200
2,300
18,350

5. 하 중 계 산

5.1 상부반력 및 교각자중

교좌번호	고정하중(D)	활하중(L)		
		만재하시(L1)	좌측편재하(L2)	우측편재하(L3)
1	1349.309	361.063	439.877	31.272
2	1337.656	390.978	407.661	83.440
3	1309.876	402.796	357.357	168.695
4	1299.517	391.303	264.461	278.278
5	1311.769	357.337	160.264	369.818
6	1340.202	295.691	84.487	409.043
7	1355.561	216.426	37.628	409.328
8	1350.372	227.218	442.441	31.505
9	1337.306	304.846	407.096	84.652
10	1309.137	361.340	355.833	168.471
11	1300.145	393.248	264.968	279.004
12	1311.745	399.660	159.618	369.739
13	1341.219	382.716	83.340	409.866
14	1353.969	346.949	37.522	407.780
계	18607.783	4831.571	3502.553	3500.891

※ 교각자중은 25.000 kN/m³ 의 값을 프로그램에서 자동재하

5.2 풍 하 중

1) 교축직각방향 (W-TR)

① 상부구조에 작용하는 풍하중

B/D = 17.970 / 4.210 = 4.268 [1≤ B/D< 8]

W1 = [4.0 - 0.2 x (17.970 / 4.210)] x 4.210 = 13.2 kN/m ≥ 6.0 이므로

= 13.246 kN/m

P1 = 13.246 x (50.190 + 50.004) / 2 x sin84.5

= 660.573 kN

작용위치 h = 4.210/2 + 0.400 + 1.600/2 = 3.305 m

작용모멘트 My = Ph x h = 660.573 x 3.305 = 2183.1 kN.m

② 하부구조에 작용하는 풍하중

W'copping = 3.000 x 3.800 x 3.500 = 39.897 kN

W'column = 1.500 x 3.000 = 4.5 kN/m (풍상측)

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용 한다.

2) 교축방향 (W-LO)

① 하부구조에 작용하는 풍하중

W'copping = 170.776 kN (Copping 높이에 따라 재하)

W'column = 1.500 x 3.000 = 4.5 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 x (50.190 + 50.004)/2 x sin84.5 = 74.804 kN

작용위치 h = 3.326 + 1.500 + 1.600/2 = 5.626 m

작용모멘트 My = Ph x h = 74.804 x 5.626 = 420.873 kN.m

5.4 온도하중 산정

1) 교축직각방향 (G-TR)

연평균 온도변화차 ΔT = 10℃ 적용

2) 교축방향 (G-LO)

① 교각의 종방향 변위를 유발하는 수평력

δ = α x ΔT x L 0.000010 x 25.0 x 50.0 = 0.0125 m

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

Ph = 3 x 27804000 x 3.97608 x 1EA x 0.01250 / 16.000³ x sin84.5

= 1007.665 kN

② 탄성받침의 전단변형을 유발하는 수평력

교량받침의 개수 : N = 14 EA

탄성받침의 전단탄성계수 : kh = 2875.80 kN/m

Ph = kh x δ x N = 2875.80 x 0.01250 x 14 x sin84.5

= 501.021 kN

☞ 수평력은 ①,②중 작은값 501.021 kN를 적용한다.

③ 작용 모멘트

Mh = 501.021 x (0.400 + 1.600/2) = 601.154 kN.m

5.5 유수압 (Q1-TR)

P = 10 K v² A = 10 x 0.040 x 2.290² x 12.819

= 26.890 kN

k : 단면형상에 따른 저항계수

v : 최대유속 (m/sec)

A : 교각의 투영면적 (m²), A = 4.273 x 3.000 = 12.819 m²

H : 수심 (m)

하저면에서 0.6H 위치에 작용하는 것으로 한다.

작용위치 h = 5.171 m (기초상단으로 부터)

5.6 유목, 선박, 기타 부유물의 충돌하중 (COL-TR)

P = 0.1 W v = 0.1 x 100.000 x 2.290

= 22.900 kN

W : 유목, 선박, 기타 부유물 등 유송물의 중량 (kN)

v : 표면유속 (m/sec)

수면 상단에 작용하는 것으로 한다.

작용위치 h = 6.880 m (기초상단으로 부터)

5.7 양압력 및 부력 (Q3)

P = A H w = 7.069 x 6.880 x 10.000

= 486.300 kN

w : 유수의 단위중량 (kN/m^3)

H : HWL - 기초상단 EL, H = 46.520 - 39.640 = 6.880 m

A : 기둥의 단면적 (m^2) , $A = \pi \times 1.500^2 = 7.069\ m^2$

5.8 지진에 의한 하중 : 내진해석 참조

구 분			교축 방향			교축직각방향		
위치	하중경우	기둥	전단력	모멘트	변위(m)	전단력	모멘트	변위(m)
기둥상단	하중경우 1	기둥 1	3830.000	4768.000	0.03380	1135.000	5490.000	0.01350
	하중경우 2	기둥 1	1243.000	1839.000	0.01090	3052.000	15023.000	0.03660
기둥하단	하중경우 1	기둥 1	3983.000	52201.000	0.00000	1176.000	18650.000	0.00000
	하중경우 2	기둥 1	1343.000	16777.000	0.00000	3173.000	50495.000	0.00000

5.9 하중조합 : 사용하중 검토시

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	CO	Q
SVB01	1.00	1.00									1.00
SVB02	1.00		1.00								1.00
SVB03	1.00			1.00							1.00
SVB04	1.00				1.00						1.00
SVB05	1.00	1.00			0.50	1.00					1.00
SVB06	1.00		1.00		0.50	1.00					1.00
SVB07	1.00			1.00	0.50	1.00					1.00
SVB08	1.00	1.00					1.00	1.00			1.00
SVB09	1.00	1.00					-1.00	1.00			1.00
SVB10	1.00		1.00				1.00	1.00			1.00
SVB11	1.00		1.00				-1.00	1.00			1.00
SVB12	1.00			1.00			1.00	1.00			1.00
SVB13	1.00			1.00			-1.00	1.00			1.00
SVB14	1.00				1.00		1.00	1.00			1.00
SVB15	1.00				1.00		-1.00	1.00			1.00
SVB16	1.00	1.00			0.50	1.00	1.00	1.00			1.00
SVB17	1.00	1.00			0.50	1.00	-1.00	1.00			1.00
SVB18	1.00		1.00		0.50	1.00	1.00	1.00			1.00
SVB19	1.00		1.00		0.50	1.00	-1.00	1.00			1.00
SVB20	1.00			1.00	0.50	1.00	1.00	1.00			1.00
SVB21	1.00			1.00	0.50	1.00	-1.00	1.00			1.00
SVB22	1.00								1.00		1.00
SVB23	1.00	1.00								1.00	1.00
SVB24	1.00		1.00							1.00	1.00
SVB25	1.00			1.00						1.00	1.00
SVB26	1.00				1.00					1.00	1.00

D = 고정하중 또는 이에 따른 단면력

L = 활하중 또는 이에 따른 단면력

W = 풍하중 또는 이에 따른 단면력

WL = 차량활하중에 작용하는 풍하중 또는 이에 따른 단면력

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 SVO 는 교직방향을 나타냅니다.
SVB 와 SVO 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

5.10 하중조합 : 계수하중 검토시

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	CO	Q
ULB01	1.30	2.15									1.30
ULB02	1.30		2.15								1.30
ULB03	1.30			2.15							1.30
ULB04	1.30				1.30						1.30
ULB05	1.30	1.30			0.65	1.30					1.30
ULB06	1.30		1.30		0.65	1.30					1.30
ULB07	1.30			1.30	0.65	1.30					1.30
ULB08	1.30	1.30					1.30	1.30			1.30
ULB09	1.30	1.30					-1.30	1.30			1.30
ULB10	1.30		1.30				1.30	1.30			1.30
ULB11	1.30		1.30				-1.30	1.30			1.30
ULB12	1.30			1.30			1.30	1.30			1.30
ULB13	1.30			1.30			-1.30	1.30			1.30
ULB14	1.25				1.25		1.25	1.30			1.25
ULB15	1.25				1.25		-1.25	1.30			1.25
ULB16	1.25	1.25			0.63	1.25	1.25	1.30			1.25
ULB17	1.25	1.25			0.63	1.25	-1.25	1.30			1.25
ULB18	1.25		1.25		0.63	1.25	1.25	1.30			1.25
ULB19	1.25		1.25		0.63	1.25	-1.25	1.30			1.25
ULB20	1.25			1.25	0.63	1.25	1.25	1.30			1.25
ULB21	1.25			1.25	0.63	1.25	-1.25	1.30			1.25
ULB22	1.00								1.00		1.00
ULB23	1.30	1.30								1.30	1.30
ULB24	1.30		1.30							1.30	1.30
ULB25	1.30			1.30						1.30	1.30
ULB26	1.20				1.20					1.20	1.20

※ 위 테이블에 표시된 ULB는 교축방향이며, 모델링상의 ULO 는 교직방향을 나타냅니다.
ULB 와 ULO 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

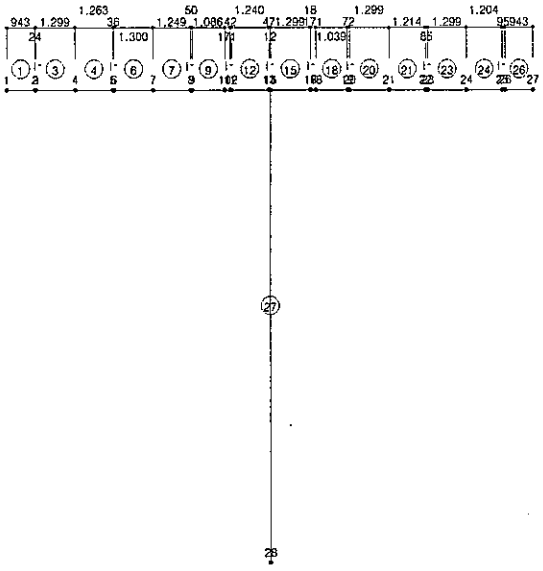
5.11 하중조합 : 계수하중 검토시 (최대편심)

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	CO	Q
UEB01	1.00	2.15									1.30
UEB02	1.00		2.15								1.30
UEB03	1.00			2.15							1.30
UEB04	1.00				1.30						1.30
UEB05	1.00	1.30			0.65	1.30					1.30
UEB06	1.00		1.30		0.65	1.30					1.30
UEB07	1.00			1.30	0.65	1.30					1.30
UEB08	1.00	1.30					1.30	1.30			1.30
UEB09	1.00	1.30					-1.30	1.30			1.30
UEB10	1.00		1.30				1.30	1.30			1.30
UEB11	1.00		1.30				-1.30	1.30			1.30
UEB12	1.00			1.30			1.30	1.30			1.30
UEB13	1.00			1.30			-1.30	1.30			1.30
UEB14	0.95				1.25		1.25	1.30			1.25
UEB15	0.95				1.25		-1.25	1.30			1.25
UEB16	0.95	1.25			0.63	1.25	1.25	1.30			1.25
UEB17	0.95	1.25			0.63	1.25	-1.25	1.30			1.25
UEB18	0.95		1.25		0.63	1.25	1.25	1.30			1.25
UEB19	0.95		1.25		0.63	1.25	-1.25	1.30			1.25
UEB20	0.95			1.25	0.63	1.25	1.25	1.30			1.25
UEB21	0.95			1.25	0.63	1.25	-1.25	1.30			1.25
UEB22	1.00								1.00		1.00
UEB23	1.00	1.30								1.30	1.30
UEB24	1.00		1.30							1.30	1.30
UEB25	1.00			1.30						1.30	1.30
UEB26	0.90				1.20					1.20	1.20

※ 위 테이블에 표시된 UEB는 교축방향이며, 모델링상의 UE0 는 교직방향을 나타냅니다.
UE8 와 UE0 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

6. 구 조 해 석

6.1 해석 모델링



6.2 절점 좌표

절점	X	Z	절점	X	Z	절점	X	Z	절점	X	Z
1	0.000	15.200	8	6.114	15.200	15	8.762	15.200	22	13.874	15.200
2	0.943	15.200	9	6.164	15.200	16	10.061	15.200	23	13.959	15.200
3	0.967	15.200	10	7.250	15.200	17	10.079	15.200	24	15.258	15.200
4	2.266	15.200	11	7.421	15.200	18	10.250	15.200	25	16.462	15.200
5	3.529	15.200	12	7.463	15.200	19	11.289	15.200	26	16.557	15.200
6	3.565	15.200	13	8.703	15.200	20	11.361	15.200	27	17.500	15.200
7	4.865	15.200	14	8.750	15.200	21	12.660	15.200	28	8.750	0.000

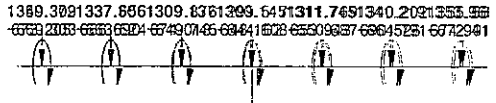
6.3 단면 제원

구 분	B(m)	H(m)	A(m^2)	I22(m^4)	I33(m^4)	적용절점
①	3.500	1.600	5.600	5.716667	1.194667	27
②	3.500	1.886	6.601	6.738521	1.956644	26
③	3.500	1.915	6.703	6.842135	2.048298	25
④	3.500	2.346	8.211	8.382063	3.765918	1
⑤	3.500	2.387	8.354	8.528552	3.966834	24
⑥	3.500	2.632	9.212	9.403917	5.317952	2
⑦	3.500	2.639	9.236	9.428927	5.360496	3
⑧	3.500	2.781	9.734	9.936281	6.273209	23
⑨	3.500	2.807	9.825	10.029177	6.450807	22
⑩	3.500	3.034	10.619	10.840229	8.145796	4
⑪	3.500	3.175	11.112	11.344010	9.335079	21
⑫	3.500	3.289	11.512	11.751323	10.377158	5
⑬	3.500	3.300	11.550	11.790625	10.481625	6
⑭	3.500	3.567	12.485	12.744594	13.237200	7
⑮	3.500	3.697	12.940	13.209073	14.737885	20
16	3.500	3.719	13.016	13.287677	15.002559	19
17	3.500	3.946	13.811	14.098729	17.920827	8
18	3.500	3.961	13.864	14.152323	18.125973	9
19	3.500	4.035	14.123	14.416719	19.160967	17, 18
20	3.500	4.162	14.567	14.870479	21.027761	12~16
21	3.500	4.290	15.015	15.327813	23.028130	10, 11
22	3.000	0.000	7.069	3.976078	3.976078	기둥상단
23	3.000	0.000	7.069	3.976078	3.976078	기둥하단

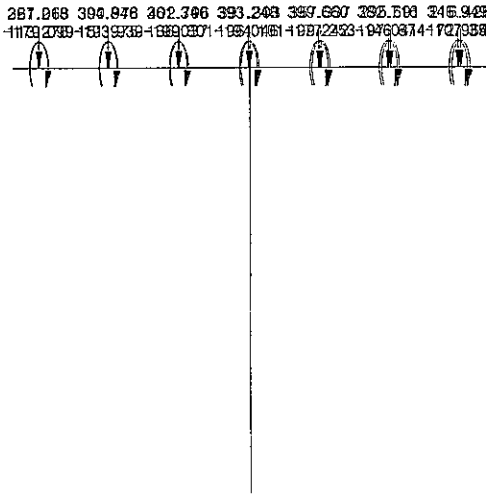
6.4 하중재하도

1) 연직하중

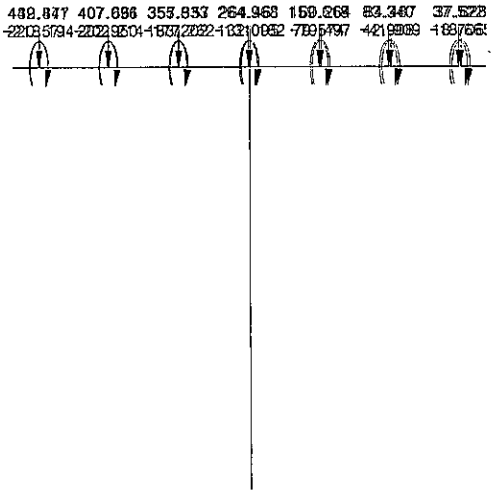
① 고정하중 (D)



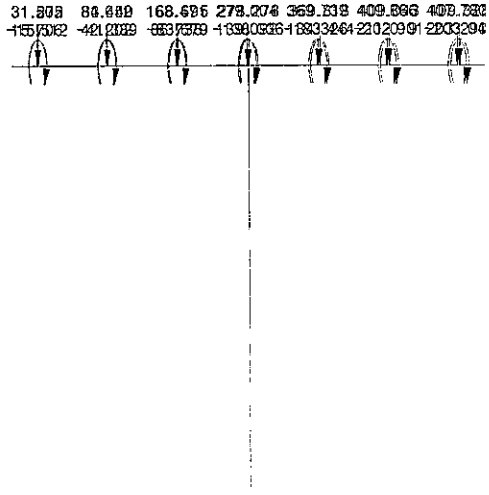
② 활하중 : 만재하시 (L1)



③ 활하중 : 좌측 편재하시 (L2)



④ 활하중 : 우측 편재하시 (L3)



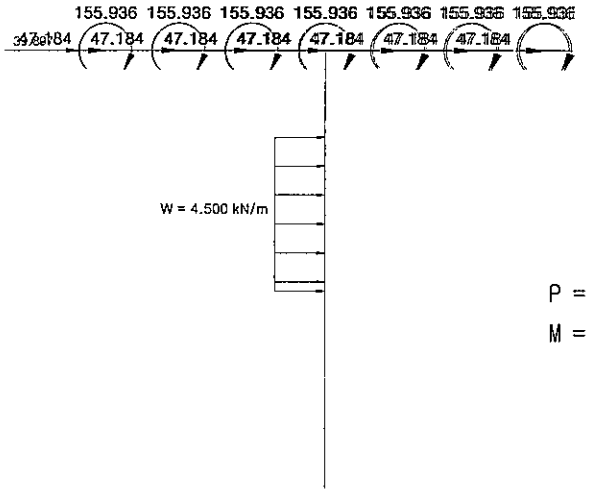
⑤ 양압력 및 부력 (Q3)

HWL : EL = 46.520 m
기초상단 : EL = 39.640 m
하저면 : EL = 42.247 m

2) 수평하중

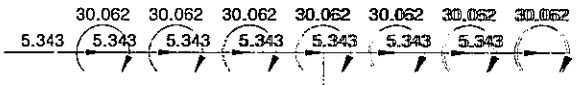
① 교축직각 방향

㉮ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-TR)



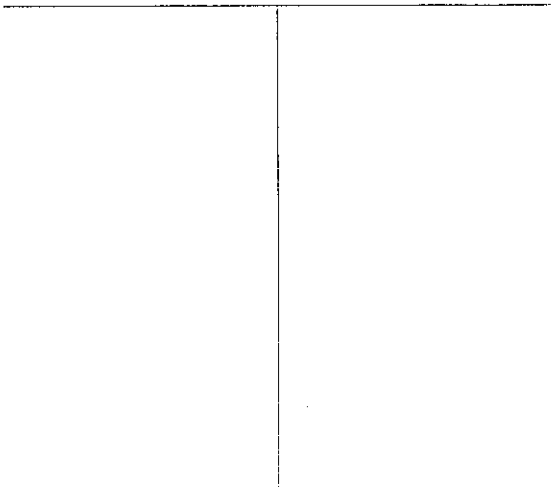
P = 660.573/14EA = 47.184 kN
M = 2183.100/14EA = 155.936 kN

㉯ 풍하중 : 활하중에 재하되는 풍하중 (WL)

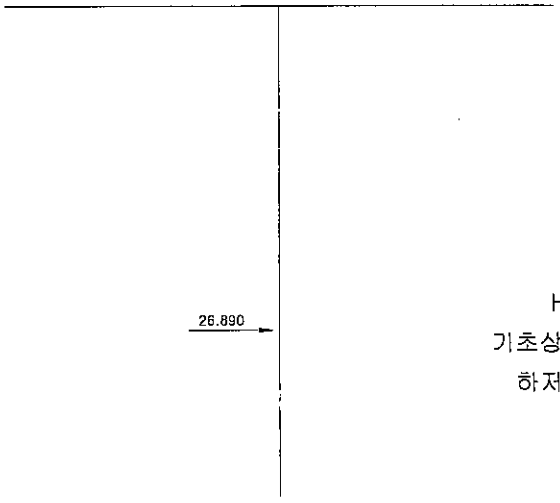


P = 74.804/14EA = 5.343 kN
M = 420.873/14EA = 30.062 kN

㉰ 온도하중 (G-TR) : 온도변화범위 ΔTx = 10℃

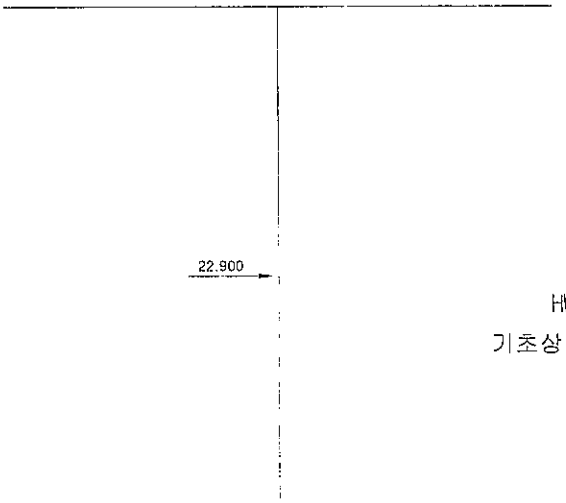


㉱ 유수압 (Q1-TR)



HWL : EL = 46.520 m
기초상단 : EL = 39.640 m
하저면 : EL = 42.247 m

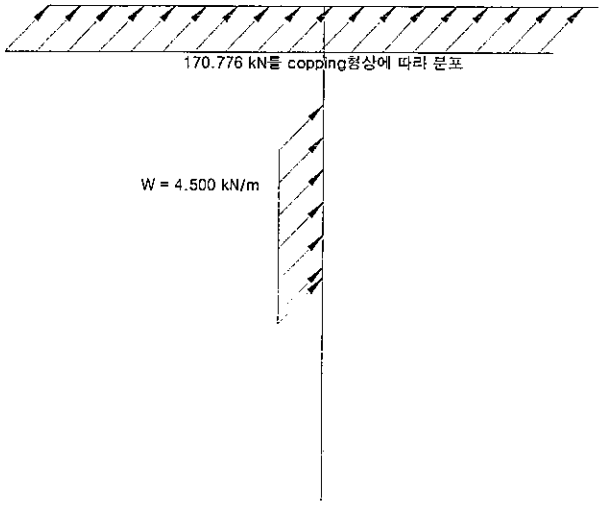
㉲ 유목, 선박, 기타 부유물의 충돌하중 (COL-TR)



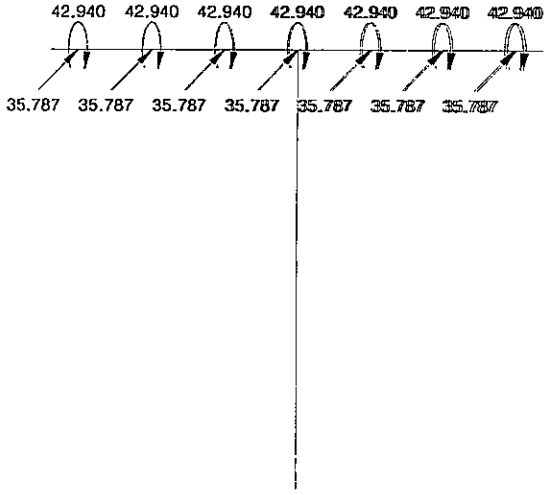
HWL : EL = 46.520 m
기초상단 : EL = 39.640 m

② 교축 방향

㉮ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-L0)



㉯ 온도하중 (G-L01) : P = 501.021 / 14EA = 35.787 kN M = 601.154 / 14EA = 42.940 kN.m



7. 해석결과 집계

7.1 하중별 부재력 집계

① 기둥 : 부재번호 27 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-24118.891	-2087.119	0.000	-26274.815	-2087.119	0.000	
L1	-4831.571	-396.433	0.000	-4831.571	-396.433	0.000	
L2	-3502.553	-10714.273	0.000	-3502.553	-10714.273	0.000	
L3	-3500.891	10221.581	0.000	-3500.891	10221.581	0.000	
W-TR	0.000	4284.417	-700.470	0.000	13058.554	-724.410	
WL	0.000	645.277	-74.805	0.000	1557.895	-74.805	
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-TR	0.000	15023.000	3052.000	0.000	50495.000	3173.000	
Q1-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	139.048	-26.890	
Q3	486.300	0.000	0.000	486.300	0.000	0.000	
COL-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	157.540	-22.900	

(교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-24118.891	-66.460	0.000	-26274.815	-66.460	0.000	
L1	-4831.571	-18.358	0.000	-4831.571	-18.358	0.000	
L2	-3502.553	-11.083	0.000	-3502.553	-11.083	0.000	
L3	-3500.891	-14.369	0.000	-3500.891	-14.369	0.000	
W-LO	0.000	-512.305	170.776	0.000	-2824.154	194.716	
WL	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
G-LO2	0.000	-2104.145	501.021	0.000	-8216.619	501.021	
E-LO	0.000	4768.000	3830.000	0.000	52201.000	3983.000	
Q3	486.300	0.000	0.000	486.300	0.000	0.000	

② 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재11, 절점11)		우측 (부재16, 절점17)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-38464.156	10161.355	-36823.978	-9859.634	
L1	-7474.877	2048.241	-7157.966	-1998.779	
L2	-9775.729	2410.265	-1525.938	-562.859	
L3	-1489.370	568.035	-9318.506	-2375.574	
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	
W-TR	935.616	0.000	-935.616	0.000	
WL	180.374	0.000	-180.374	0.000	
G-LO2	0.000	0.000	0.000	0.000	
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	
Q1-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	
Q3	0.000	0.000	0.000	0.000	
COL-TR	0.000	0.000	0.000	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	-94.979	1555.744	-132.383	2910.588	-8418.718	4919.687
L1	0.000	227.218	-5.453	588.281	-1512.629	893.127
L2	0.000	442.441	-10.619	882.318	-2271.117	1289.414
L3	0.000	31.505	-0.756	62.777	-161.591	147.429
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	155.936	0.000	311.872	0.000	467.808	0.000
WL	30.062	0.000	60.125	0.000	90.187	0.000
G-LO2	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-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Q1-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Q3	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
COL-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

구 분	S4(절점6)		S5(절점8)		S6(절점9)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	-8596.013	6267.725	-25562.899	8377.964	-25982.229	9705.140
L1	-1544.782	1284.105	-4817.965	1645.445	-4900.238	2048.241
L2	-2317.536	1697.075	-6643.380	2052.908	-6746.026	2410.265
L3	-166.898	230.869	-755.383	399.340	-775.350	568.035
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	623.744	0.000	779.680	0.000	935.616	0.000
WL	120.250	0.000	150.312	0.000	180.374	0.000
G-LO2	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-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Q1-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Q3	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
COL-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

구 분	S7(절점19)		S8(절점20)		S9(절점22)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	-25147.305	-9446.793	-24562.423	-8111.693	-8405.229	-6091.659
L1	-4739.443	-1998.779	-4624.307	-1599.119	-1503.709	-1241.782
L2	-844.879	-562.859	-815.845	-403.241	-205.244	-242.977
L3	-6444.061	-2375.574	-6299.641	-2005.835	-2188.330	-1636.017
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	-935.616	0.000	-779.680	0.000	-623.744	0.000
WL	-180.374	0.000	-150.312	0.000	-120.250	0.000
G-LO2	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-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Q1-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Q3	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
COL-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

구 분	S10(절점23)		S11(절점25)		S12(절점26)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	-8002.327	-4729.659	-209.146	-2869.147	-65.956	-1499.379
L1	-1430.688	-859.066	-20.560	-563.375	0.000	-216.426
L2	-191.675	-159.637	-3.575	-75.150	0.000	-37.628
L3	-2084.107	-1226.151	-38.886	-817.108	0.000	-409.328
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	-467.808	0.000	-311.872	0.000	-155.936	0.000
WL	-90.187	0.000	-60.125	0.000	-30.062	0.000
G-LO2	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-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Q1-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Q3	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
COL-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

7.2 사용하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 27 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-28464.162	-2483.551	0.000	-30620.086	-2344.503	-26.890	
SV002	-27135.144	-12801.392	0.000	-29291.068	-12662.344	-26.890	
SV003	-27133.482	8134.462	0.000	-29289.406	8273.510	-26.890	
SV004	-23632.591	2197.298	-700.470	-25788.515	11110.484	-751.300	
SV005	-28464.162	303.934	-425.040	-30620.086	5742.669	-463.900	
SV006	-27135.144	-10013.907	-425.040	-29291.068	-4575.172	-463.900	
SV007	-27133.482	10921.947	-425.040	-29289.406	16360.682	-463.900	
SV008	-28464.162	-2483.551	0.000	-30620.086	-2344.503	-26.890	
SV009	-28464.162	-2483.551	0.000	-30620.086	-2344.503	-26.890	
SV010	-27135.144	-12801.392	0.000	-29291.068	-12662.344	-26.890	
SV011	-27135.144	-12801.392	0.000	-29291.068	-12662.344	-26.890	
SV012	-27133.482	8134.462	0.000	-29289.406	8273.510	-26.890	
SV013	-27133.482	8134.462	0.000	-29289.406	8273.510	-26.890	
SV014	-23632.591	2197.298	-700.470	-25788.515	11110.484	-751.300	
SV015	-23632.591	2197.298	-700.470	-25788.515	11110.484	-751.300	
SV016	-28464.162	303.934	-425.040	-30620.086	5742.669	-463.900	
SV017	-28464.162	303.934	-425.040	-30620.086	5742.669	-463.900	
SV018	-27135.144	-10013.907	-425.040	-29291.068	-4575.172	-463.900	
SV019	-27135.144	-10013.907	-425.040	-29291.068	-4575.172	-463.900	
SV020	-27133.482	10921.947	-425.040	-29289.406	16360.682	-463.900	
SV021	-27133.482	10921.947	-425.040	-29289.406	16360.682	-463.900	
SV022	-23632.591	12935.881	3052.000	-25788.515	48546.929	3146.110	
SV023	-28464.162	-2483.551	0.000	-30620.086	-2186.963	-49.790	
SV024	-27135.144	-12801.392	0.000	-29291.068	-12504.804	-49.790	
SV025	-27133.482	8134.462	0.000	-29289.406	8431.050	-49.790	
SV026	-23632.591	2197.298	-700.470	-25788.515	11268.024	-774.200	

2) 교축방향 (교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SVB01	-28464.162	-84.818	0.000	-30620.086	-84.818	0.000	
SVB02	-27135.144	-77.543	0.000	-29291.068	-77.543	0.000	
SVB03	-27133.482	-80.829	0.000	-29289.406	-80.829	0.000	
SVB04	-23632.591	-578.765	170.776	-25788.515	-2890.614	194.716	
SVB05	-28464.162	-340.970	85.388	-30620.086	-1496.895	97.358	
SVB06	-27135.144	-333.695	85.388	-29291.068	-1489.620	97.358	
SVB07	-27133.482	-336.981	85.388	-29289.406	-1492.906	97.358	
SVB08	-28464.162	-2188.963	501.021	-30620.086	-8301.437	501.021	
SVB09	-28464.162	2019.327	-501.021	-30620.086	8131.801	-501.021	
SVB10	-27135.144	-2181.688	501.021	-29291.068	-8294.162	501.021	
SVB11	-27135.144	2026.602	-501.021	-29291.068	8139.076	-501.021	
SVB12	-27133.482	-2184.974	501.021	-29289.406	-8297.448	501.021	
SVB13	-27133.482	2023.316	-501.021	-29289.406	8135.790	-501.021	
SVB14	-23632.591	-2682.910	671.797	-25788.515	-11107.233	695.737	
SVB15	-23632.591	1525.381	-330.245	-25788.515	5326.005	-306.305	
SVB16	-28464.162	-2445.116	586.409	-30620.086	-9713.514	598.379	
SVB17	-28464.162	1763.175	-415.633	-30620.086	6719.724	-403.663	
SVB18	-27135.144	-2437.841	586.409	-29291.068	-9706.239	598.379	
SVB19	-27135.144	1770.450	-415.633	-29291.068	6726.999	-403.663	
SVB20	-27133.482	-2441.127	586.409	-29289.406	-9709.525	598.379	
SVB21	-27133.482	1767.164	-415.633	-29289.406	6723.713	-403.663	
SVB22	-23632.591	4701.540	3830.000	-25788.515	52134.540	3983.000	
SVB23	-28464.162	-84.818	0.000	-30620.086	-84.818	0.000	
SVB24	-27135.144	-77.543	0.000	-29291.068	-77.543	0.000	
SVB25	-27133.482	-80.829	0.000	-29289.406	-80.829	0.000	
SVB26	-23632.591	-578.765	170.776	-25788.515	-2890.614	194.716	

3) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재11, 절점11)		우측 (부재16, 절점17)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-45939.032	12209.596	-43981.944	-11858.413	
SV002	-48239.884	12571.620	-38349.916	-10422.493	
SV003	-39953.526	10729.390	-46142.484	-12235.208	
SV004	-37528.540	10161.355	-37759.594	-9859.634	
SV005	-45290.850	12209.596	-44630.126	-11858.413	
SV006	-47591.702	12571.620	-38998.099	-10422.493	
SV007	-39305.344	10729.390	-46790.666	-12235.208	
SV008	-45939.032	12209.596	-43981.944	-11858.413	
SV009	-45939.032	12209.596	-43981.944	-11858.413	
SV010	-48239.884	12571.620	-38349.916	-10422.493	
SV011	-48239.884	12571.620	-38349.916	-10422.493	
SV012	-39953.526	10729.390	-46142.484	-12235.208	
SV013	-39953.526	10729.390	-46142.484	-12235.208	
SV014	-37528.540	10161.355	-37759.594	-9859.634	
SV015	-37528.540	10161.355	-37759.594	-9859.634	
SV016	-45290.850	12209.596	-44630.126	-11858.413	
SV017	-45290.850	12209.596	-44630.126	-11858.413	
SV018	-47591.702	12571.620	-38998.099	-10422.493	
SV019	-47591.702	12571.620	-38998.099	-10422.493	
SV020	-39305.344	10729.390	-46790.666	-12235.208	
SV021	-39305.344	10729.390	-46790.666	-12235.208	
SV022	-38464.156	10161.355	-36823.978	-9859.634	
SV023	-45939.032	12209.596	-43981.944	-11858.413	
SV024	-48239.884	12571.620	-38349.916	-10422.493	
SV025	-39953.526	10729.390	-46142.484	-12235.208	
SV026	-37528.540	10161.355	-37759.594	-9859.634	

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)
SV001	-94.979	1782.962	-137.837	3498.869	-9931.347	5812.814
SV002	-94.979	1998.185	-143.002	3792.906	-10689.835	6209.101
SV003	-94.979	1587.249	-133.140	2973.365	-8580.309	5067.116
SV004	-94.979	1555.744	179.489	2910.588	-8106.846	4919.687
SV005	-94.979	1782.962	78.224	3498.869	-9715.286	5812.814
SV006	-94.979	1998.185	73.059	3792.906	-10473.775	6209.101
SV007	-94.979	1587.249	82.921	2973.365	-8364.248	5067.116
SV008	-94.979	1782.962	-137.837	3498.869	-9931.347	5812.814
SV009	-94.979	1782.962	-137.837	3498.869	-9931.347	5812.814
SV010	-94.979	1998.185	-143.002	3792.906	-10689.835	6209.101
SV011	-94.979	1998.185	-143.002	3792.906	-10689.835	6209.101
SV012	-94.979	1587.249	-133.140	2973.365	-8580.309	5067.116
SV013	-94.979	1587.249	-133.140	2973.365	-8580.309	5067.116
SV014	-94.979	1555.744	179.489	2910.588	-8106.846	4919.687
SV015	-94.979	1555.744	179.489	2910.588	-8106.846	4919.687
SV016	-94.979	1782.962	78.224	3498.869	-9715.286	5812.814
SV017	-94.979	1782.962	78.224	3498.869	-9715.286	5812.814
SV018	-94.979	1998.185	73.059	3792.906	-10473.775	6209.101
SV019	-94.979	1998.185	73.059	3792.906	-10473.775	6209.101
SV020	-94.979	1587.249	82.921	2973.365	-8364.248	5067.116
SV021	-94.979	1587.249	82.921	2973.365	-8364.248	5067.116
SV022	-94.979	1555.744	-132.383	2910.588	-8418.718	4919.687
SV023	-94.979	1782.962	-137.837	3498.869	-9931.347	5812.814
SV024	-94.979	1998.185	-143.002	3792.906	-10689.835	6209.101
SV025	-94.979	1587.249	-133.140	2973.365	-8580.309	5067.116
SV026	-94.979	1555.744	179.489	2910.588	-8106.846	4919.687

구 분	S4(절점6)		S5(절점8)		S6(절점9)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	-10140.795	7551.830	-30380.864	10023.409	-30882.467	11753.381
SV002	-10913.550	7964.800	-32206.279	10430.872	-32728.255	12115.405
SV003	-8762.912	6498.594	-26318.282	8777.304	-26757.579	10273.175
SV004	-8128.205	6267.725	-24939.155	8377.964	-25202.549	9705.140
SV005	-9816.704	7551.830	-29948.742	10023.409	-30342.315	11753.381
SV006	-10589.458	7964.800	-31774.157	10430.872	-32188.103	12115.405
SV007	-8438.821	6498.594	-25886.160	8777.304	-26217.427	10273.175
SV008	-10140.795	7551.830	-30380.864	10023.409	-30882.467	11753.381
SV009	-10140.795	7551.830	-30380.864	10023.409	-30882.467	11753.381
SV010	-10913.550	7964.800	-32206.279	10430.872	-32728.255	12115.405
SV011	-10913.550	7964.800	-32206.279	10430.872	-32728.255	12115.405
SV012	-8762.912	6498.594	-26318.282	8777.304	-26757.579	10273.175
SV013	-8762.912	6498.594	-26318.282	8777.304	-26757.579	10273.175
SV014	-8128.205	6267.725	-24939.155	8377.964	-25202.549	9705.140
SV015	-8128.205	6267.725	-24939.155	8377.964	-25202.549	9705.140
SV016	-9816.704	7551.830	-29948.742	10023.409	-30342.315	11753.381
SV017	-9816.704	7551.830	-29948.742	10023.409	-30342.315	11753.381
SV018	-10589.458	7964.800	-31774.157	10430.872	-32188.103	12115.405
SV019	-10589.458	7964.800	-31774.157	10430.872	-32188.103	12115.405
SV020	-8438.821	6498.594	-25886.160	8777.304	-26217.427	10273.175
SV021	-8438.821	6498.594	-25886.160	8777.304	-26217.427	10273.175
SV022	-8596.013	6267.725	-25562.899	8377.964	-25982.229	9705.140
SV023	-10140.795	7551.830	-30380.864	10023.409	-30882.467	11753.381
SV024	-10913.550	7964.800	-32206.279	10430.872	-32728.255	12115.405
SV025	-8762.912	6498.594	-26318.282	8777.304	-26757.579	10273.175
SV026	-8128.205	6267.725	-24939.155	8377.964	-25202.549	9705.140

구 분	S7(절점19)		S8(절점20)		S9(절점22)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	-29886.748	-11445.572	-29186.730	-9710.812	-9908.938	-7333.441
SV002	-25992.184	-10009.652	-25378.268	-8514.934	-8610.474	-6334.636
SV003	-31591.366	-11822.367	-30862.064	-10117.528	-10593.560	-7727.676
SV004	-26082.921	-9446.793	-25342.103	-8111.693	-9028.973	-6091.659
SV005	-30534.931	-11445.572	-29726.882	-9710.812	-10341.060	-7333.441
SV006	-26640.366	-10009.652	-25918.420	-8514.934	-9042.595	-6334.636
SV007	-32239.548	-11822.367	-31402.216	-10117.528	-11025.681	-7727.676
SV008	-29886.748	-11445.572	-29186.730	-9710.812	-9908.938	-7333.441
SV009	-29886.748	-11445.572	-29186.730	-9710.812	-9908.938	-7333.441
SV010	-25992.184	-10009.652	-25378.268	-8514.934	-8610.474	-6334.636
SV011	-25992.184	-10009.652	-25378.268	-8514.934	-8610.474	-6334.636
SV012	-31591.366	-11822.367	-30862.064	-10117.528	-10593.560	-7727.676
SV013	-31591.366	-11822.367	-30862.064	-10117.528	-10593.560	-7727.676
SV014	-26082.921	-9446.793	-25342.103	-8111.693	-9028.973	-6091.659
SV015	-26082.921	-9446.793	-25342.103	-8111.693	-9028.973	-6091.659
SV016	-30534.931	-11445.572	-29726.882	-9710.812	-10341.060	-7333.441
SV017	-30534.931	-11445.572	-29726.882	-9710.812	-10341.060	-7333.441
SV018	-26640.366	-10009.652	-25918.420	-8514.934	-9042.595	-6334.636
SV019	-26640.366	-10009.652	-25918.420	-8514.934	-9042.595	-6334.636
SV020	-32239.548	-11822.367	-31402.216	-10117.528	-11025.681	-7727.676
SV021	-32239.548	-11822.367	-31402.216	-10117.528	-11025.681	-7727.676
SV022	-25147.305	-9446.793	-24562.423	-8111.693	-8405.229	-6091.659
SV023	-29886.748	-11445.572	-29186.730	-9710.812	-9908.938	-7333.441
SV024	-25992.184	-10009.652	-25378.268	-8514.934	-8610.474	-6334.636
SV025	-31591.366	-11822.367	-30862.064	-10117.528	-10593.560	-7727.676
SV026	-26082.921	-9446.793	-25342.103	-8111.693	-9028.973	-6091.659

구 분	S10(절점23)		S11(절점25)		S12(절점26)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	-9433.015	-5588.725	-229.706	-3432.522	-65.956	-1715.805
SV002	-8194.002	-4889.296	-212.721	-2944.297	-65.956	-1537.007
SV003	-10086.434	-5955.810	-248.032	-3686.255	-65.956	-1908.707
SV004	-8470.135	-4729.659	-521.018	-2869.147	-221.892	-1499.379
SV005	-9757.106	-5588.725	-445.767	-3432.522	-173.987	-1715.805
SV006	-8518.093	-4889.296	-428.781	-2944.297	-173.987	-1537.007
SV007	-10410.525	-5955.810	-464.093	-3686.255	-173.987	-1908.707
SV008	-9433.015	-5588.725	-229.706	-3432.522	-65.956	-1715.805
SV009	-9433.015	-5588.725	-229.706	-3432.522	-65.956	-1715.805
SV010	-8194.002	-4889.296	-212.721	-2944.297	-65.956	-1537.007
SV011	-8194.002	-4889.296	-212.721	-2944.297	-65.956	-1537.007
SV012	-10086.434	-5955.810	-248.032	-3686.255	-65.956	-1908.707
SV013	-10086.434	-5955.810	-248.032	-3686.255	-65.956	-1908.707
SV014	-8470.135	-4729.659	-521.018	-2869.147	-221.892	-1499.379
SV015	-8470.135	-4729.659	-521.018	-2869.147	-221.892	-1499.379
SV016	-9757.106	-5588.725	-445.767	-3432.522	-173.987	-1715.805
SV017	-9757.106	-5588.725	-445.767	-3432.522	-173.987	-1715.805
SV018	-8518.093	-4889.296	-428.781	-2944.297	-173.987	-1537.007
SV019	-8518.093	-4889.296	-428.781	-2944.297	-173.987	-1537.007
SV020	-10410.525	-5955.810	-464.093	-3686.255	-173.987	-1908.707
SV021	-10410.525	-5955.810	-464.093	-3686.255	-173.987	-1908.707
SV022	-8002.327	-4729.659	-209.146	-2869.147	-65.956	-1499.379
SV023	-9433.015	-5588.725	-229.706	-3432.522	-65.956	-1715.805
SV024	-8194.002	-4889.296	-212.721	-2944.297	-65.956	-1537.007
SV025	-10086.434	-5955.810	-248.032	-3686.255	-65.956	-1908.707
SV026	-8470.135	-4729.659	-521.018	-2869.147	-221.892	-1499.379

7.3 계수하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 27 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-41110.246	-3565.584	0.000	-43912.947	-3384.822	-34.957	
UL002	-38252.857	-25748.942	0.000	-41055.558	-25568.179	-34.957	
UL003	-38249.284	19263.144	0.000	-41051.985	19443.907	-34.957	
UL004	-30722.368	2856.487	-910.611	-33525.069	14443.629	-976.690	
UL005	-37003.410	395.114	-552.552	-39806.112	7465.469	-603.069	
UL006	-35275.687	-13018.079	-552.552	-38078.388	-5947.723	-603.069	
UL007	-35273.526	14198.531	-552.552	-38076.228	21268.887	-603.069	
UL008	-37003.410	-3228.617	0.000	-39806.112	-3047.854	-34.957	
UL009	-37003.410	-3228.617	0.000	-39806.112	-3047.854	-34.957	
UL010	-35275.687	-16641.810	0.000	-38078.388	-16461.047	-34.957	
UL011	-35275.687	-16641.810	0.000	-38078.388	-16461.047	-34.957	
UL012	-35273.526	10574.801	0.000	-38076.228	10755.563	-34.957	
UL013	-35273.526	10574.801	0.000	-38076.228	10755.563	-34.957	
UL014	-29540.739	2746.622	-875.588	-32235.643	13888.104	-939.125	
UL015	-29540.739	2746.622	-875.588	-32235.643	13888.104	-939.125	
UL016	-35580.202	379.917	-531.300	-38275.107	7178.336	-579.874	
UL017	-35580.202	379.917	-531.300	-38275.107	7178.336	-579.874	
UL018	-33918.930	-12517.384	-531.300	-36613.835	-5718.965	-579.874	
UL019	-33918.930	-12517.384	-531.300	-36613.835	-5718.965	-579.874	
UL020	-33916.852	13652.434	-531.300	-36611.757	20450.853	-579.874	
UL021	-33916.852	13652.434	-531.300	-36611.757	20450.853	-579.874	
UL022	-23632.591	12935.881	3052.000	-25788.515	48546.929	3146.110	
UL023	-37003.410	-3228.617	0.000	-39806.112	-2843.052	-64.727	
UL024	-35275.687	-16641.810	0.000	-38078.388	-16256.245	-64.727	
UL025	-35273.526	10574.801	0.000	-38076.228	10960.365	-64.727	
UL026	-28359.109	2636.757	-840.564	-30946.218	13521.628	-929.040	

2) 교축직각방향(편심최대)

① 기둥 : 부재번호 27 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UE001	-33874.578	-2939.449	0.000	-36030.502	-2758.686	-34.957	
UE002	-31017.190	-25122.806	0.000	-33173.114	-24942.043	-34.957	
UE003	-31013.616	19889.280	0.000	-33169.540	20070.043	-34.957	
UE004	-23486.701	3482.623	-910.611	-25642.625	15069.764	-976.690	
UE005	-29767.743	1021.249	-552.552	-31923.667	8091.605	-603.069	
UE006	-28040.020	-12391.944	-552.552	-30195.944	-5321.588	-603.069	
UE007	-28037.859	14824.667	-552.552	-30193.783	21895.023	-603.069	
UE008	-29767.743	-2602.481	0.000	-31923.667	-2421.718	-34.957	
UE009	-29767.743	-2602.481	0.000	-31923.667	-2421.718	-34.957	
UE010	-28040.020	-16015.674	0.000	-30195.944	-15834.911	-34.957	
UE011	-28040.020	-16015.674	0.000	-30195.944	-15834.911	-34.957	
UE012	-28037.859	11200.936	0.000	-30193.783	11381.699	-34.957	
UE013	-28037.859	11200.936	0.000	-30193.783	11381.699	-34.957	
UE014	-22305.071	3372.758	-875.588	-24353.199	14514.240	-939.125	
UE015	-22305.071	3372.758	-875.588	-24353.199	14514.240	-939.125	
UE016	-28344.535	1006.053	-531.300	-30392.663	7804.472	-579.874	
UE017	-28344.535	1006.053	-531.300	-30392.663	7804.472	-579.874	
UE018	-26683.263	-11891.248	-531.300	-28731.390	-5092.829	-579.874	
UE019	-26683.263	-11891.248	-531.300	-28731.390	-5092.829	-579.874	
UE020	-26681.185	14278.569	-531.300	-28729.313	21076.988	-579.874	
UE021	-26681.185	14278.569	-531.300	-28729.313	21076.988	-579.874	
UE022	-23632.591	2920.548	3052.000	-25788.515	14883.596	3146.110	
UE023	-29767.743	-2602.481	0.000	-31923.667	-2216.916	-64.727	
UE024	-28040.020	-16015.674	0.000	-30195.944	-15630.109	-64.727	
UE025	-28037.859	11200.936	0.000	-30193.783	11586.501	-64.727	
UE026	-21123.442	3262.893	-840.564	-23063.773	14147.764	-929.040	

3) 교축방향 (교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-41110.246	-125.868	0.000	-43912.947	-125.868	0.000	
ULB02	-38252.857	-110.226	0.000	-41055.558	-110.226	0.000	
ULB03	-38249.284	-117.291	0.000	-41051.985	-117.291	0.000	
ULB04	-30722.368	-752.394	222.009	-33525.069	-3757.798	253.131	
ULB05	-37003.410	-443.261	111.005	-39806.112	-1945.964	126.565	
ULB06	-35275.687	-433.804	111.005	-38078.388	-1936.506	126.565	
ULB07	-35273.526	-438.076	111.005	-38076.228	-1940.778	126.565	
ULB08	-37003.410	-2845.652	651.327	-39806.112	-10791.868	651.327	
ULB09	-37003.410	2625.125	-651.327	-39806.112	10571.341	-651.327	
ULB10	-35275.687	-2836.195	651.327	-38078.388	-10782.411	651.327	
ULB11	-35275.687	2634.583	-651.327	-38078.388	10580.799	-651.327	
ULB12	-35273.526	-2840.467	651.327	-38076.228	-10786.682	651.327	
ULB13	-35273.526	2630.311	-651.327	-38076.228	10576.527	-651.327	
ULB14	-29540.739	-3353.637	839.746	-32235.643	-13884.041	869.671	
ULB15	-29540.739	1906.726	-412.806	-32235.643	6657.506	-382.881	
ULB16	-35580.202	-3056.394	733.011	-38275.107	-12141.893	747.974	
ULB17	-35580.202	2203.969	-519.541	-38275.107	8399.655	-504.578	
ULB18	-33918.930	-3047.301	733.011	-36613.835	-12132.799	747.974	
ULB19	-33918.930	2213.062	-519.541	-36613.835	8408.749	-504.578	
ULB20	-33916.852	-3051.408	733.011	-36611.757	-12136.906	747.974	
ULB21	-33916.852	2208.955	-519.541	-36611.757	8404.641	-504.578	
ULB22	-23632.591	4701.540	3830.000	-25788.515	52134.540	3983.000	
ULB23	-37003.410	-110.263	0.000	-39806.112	-110.263	0.000	
ULB24	-35275.687	-100.806	0.000	-38078.388	-100.806	0.000	
ULB25	-35273.526	-105.078	0.000	-38076.228	-105.078	0.000	
ULB26	-28359.109	-694.518	204.931	-30946.218	-3468.737	233.659	

4) 교축방향(편심최대) (교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UEB01	-33874.578	-105.930	0.000	-36030.502	-105.930	0.000	
UEB02	-31017.190	-90.288	0.000	-33173.114	-90.288	0.000	
UEB03	-31013.616	-97.353	0.000	-33169.540	-97.353	0.000	
UEB04	-23486.701	-732.456	222.009	-25642.625	-3737.860	253.131	
UEB05	-29767.743	-423.323	111.005	-31923.667	-1926.026	126.565	
UEB06	-28040.020	-413.866	111.005	-30195.944	-1916.568	126.565	
UEB07	-28037.859	-418.138	111.005	-30193.783	-1920.840	126.565	
UEB08	-29767.743	-2825.714	651.327	-31923.667	-10771.930	651.327	
UEB09	-29767.743	2645.063	-651.327	-31923.667	10591.279	-651.327	
UEB10	-28040.020	-2816.257	651.327	-30195.944	-10762.473	651.327	
UEB11	-28040.020	2654.521	-651.327	-30195.944	10600.737	-651.327	
UEB12	-28037.859	-2820.529	651.327	-30193.783	-10766.744	651.327	
UEB13	-28037.859	2650.249	-651.327	-30193.783	10596.465	-651.327	
UEB14	-22305.071	-3333.699	839.746	-24353.199	-13864.103	869.671	
UEB15	-22305.071	1926.664	-412.806	-24353.199	6677.444	-382.881	
UEB16	-28344.535	-3036.456	733.011	-30392.663	-12121.955	747.974	
UEB17	-28344.535	2223.907	-519.541	-30392.663	8419.593	-504.578	
UEB18	-26683.263	-3027.363	733.011	-28731.390	-12112.861	747.974	
UEB19	-26683.263	2233.000	-519.541	-28731.390	8428.687	-504.578	
UEB20	-26681.185	-3031.470	733.011	-28729.313	-12116.968	747.974	
UEB21	-26681.185	2228.893	-519.541	-28729.313	8424.579	-504.578	
UEB22	-23632.591	1522.873	3830.000	-25788.515	17333.873	3983.000	
UEB23	-29767.743	-90.325	0.000	-31923.667	-90.325	0.000	
UEB24	-28040.020	-80.868	0.000	-30195.944	-80.868	0.000	
UEB25	-28037.859	-85.140	0.000	-30193.783	-85.140	0.000	
UEB26	-21123.442	-674.580	204.931	-23063.773	-3448.799	233.659	

5) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재11, 절점11)		우측 (부재16, 절점17)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-66074.387	17613.480	-63260.798	-17114.900	
UL002	-71021.219	18391.832	-51151.939	-14027.672	
UL003	-53205.548	14431.037	-67905.959	-17925.009	
UL004	-48787.101	13209.762	-49087.472	-12817.525	
UL005	-58878.105	15872.475	-58019.164	-15415.938	
UL006	-61869.213	16343.106	-50697.528	-13549.242	
UL007	-51096.947	13948.207	-60827.866	-15905.771	
UL008	-59720.742	15872.475	-57176.527	-15415.938	
UL009	-59720.742	15872.475	-57176.527	-15415.938	
UL010	-62711.850	16343.106	-49854.891	-13549.242	
UL011	-62711.850	16343.106	-49854.891	-13549.242	
UL012	-51939.584	13948.207	-59985.229	-15905.771	
UL013	-51939.584	13948.207	-59985.229	-15905.771	
UL014	-46910.675	12701.694	-47199.493	-12324.543	
UL015	-46910.675	12701.694	-47199.493	-12324.543	
UL016	-56613.562	15261.995	-55787.658	-14823.017	
UL017	-56613.562	15261.995	-55787.658	-14823.017	
UL018	-59489.628	15714.525	-48747.623	-13028.117	
UL019	-59489.628	15714.525	-48747.623	-13028.117	
UL020	-49131.679	13411.738	-58488.333	-15294.011	
UL021	-49131.679	13411.738	-58488.333	-15294.011	
UL022	-38464.156	10161.355	-36823.978	-9859.634	
UL023	-59720.742	15872.475	-57176.527	-15415.938	
UL024	-62711.850	16343.106	-49854.891	-13549.242	
UL025	-51939.584	13948.207	-59985.229	-15905.771	
UL026	-45034.248	12193.626	-45311.513	-11831.561	

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	-123.473	2510.985	-183.823	5048.569	-14196.486	8315.816
UL002	-123.473	2973.715	-194.928	5680.748	-15827.236	9167.833
UL003	-123.473	2090.202	-173.724	3918.735	-11291.754	6712.566
UL004	-123.473	2022.467	233.335	3783.765	-10538.900	6395.593
UL005	-123.473	2317.850	101.691	4548.530	-12629.872	7556.658
UL006	-123.473	2597.640	94.976	4930.778	-13615.907	8071.831
UL007	-123.473	2063.423	107.798	3865.375	-10873.522	6587.251
UL008	-123.473	2317.850	-179.188	4548.530	-12910.751	7556.658
UL009	-123.473	2317.850	-179.188	4548.530	-12910.751	7556.658
UL010	-123.473	2597.640	-185.903	4930.778	-13896.786	8071.831
UL011	-123.473	2597.640	-185.903	4930.778	-13896.786	8071.831
UL012	-123.473	2063.423	-173.081	3865.375	-11154.402	6587.251
UL013	-123.473	2063.423	-173.081	3865.375	-11154.402	6587.251
UL014	-118.724	1944.680	224.361	3638.235	-10133.558	6149.609
UL015	-118.724	1944.680	224.361	3638.235	-10133.558	6149.609
UL016	-118.724	2228.702	97.780	4373.586	-12144.108	7266.018
UL017	-118.724	2228.702	97.780	4373.586	-12144.108	7266.018
UL018	-118.724	2497.731	91.323	4741.133	-13092.218	7761.376
UL019	-118.724	2497.731	91.323	4741.133	-13092.218	7761.376
UL020	-118.724	1984.061	103.652	3716.706	-10455.310	6333.895
UL021	-118.724	1984.061	103.652	3716.706	-10455.310	6333.895
UL022	-94.979	1555.744	-132.383	2910.588	-8418.718	4919.687
UL023	-123.473	2317.850	-179.188	4548.530	-12910.751	7556.658
UL024	-123.473	2597.640	-185.903	4930.778	-13896.786	8071.831
UL025	-123.473	2063.423	-173.081	3865.375	-11154.402	6587.251
UL026	-113.975	1866.892	215.386	3492.706	-9728.215	5903.625

구 분	S4(절점6)		S5(절점8)		S6(절점9)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	-14496.098	10908.868	-43590.394	14429.060	-44312.408	17020.401
UL002	-16157.520	11796.753	-47515.036	15305.105	-48280.853	17798.752
UL003	-11533.649	8644.411	-34855.842	11749.934	-35443.901	13837.958
UL004	-10566.667	8148.042	-32420.901	10891.353	-32763.314	12616.683
UL005	-12761.715	9817.379	-38933.365	13030.432	-39445.009	15279.396
UL006	-13766.296	10354.240	-41306.405	13560.133	-41844.533	15750.027
UL007	-10970.467	8448.172	-33652.008	11410.495	-34082.655	13355.128
UL008	-13183.034	9817.379	-39495.123	13030.432	-40147.206	15279.396
UL009	-13183.034	9817.379	-39495.123	13030.432	-40147.206	15279.396
UL010	-14187.615	10354.240	-41868.163	13560.133	-42546.731	15750.027
UL011	-14187.615	10354.240	-41868.163	13560.133	-42546.731	15750.027
UL012	-11391.785	8448.172	-34213.766	11410.495	-34784.853	13355.128
UL013	-11391.785	8448.172	-34213.766	11410.495	-34784.853	13355.128
UL014	-10160.257	7834.656	-31173.943	10472.455	-31503.186	12131.426
UL015	-10160.257	7834.656	-31173.943	10472.455	-31503.186	12131.426
UL016	-12270.880	9439.787	-37435.928	12529.261	-37927.893	14691.727
UL017	-12270.880	9439.787	-37435.928	12529.261	-37927.893	14691.727
UL018	-13236.823	9956.000	-39717.697	13038.590	-40235.128	15144.257
UL019	-13236.823	9956.000	-39717.697	13038.590	-40235.128	15144.257
UL020	-10548.526	8123.242	-32357.700	10971.630	-32771.784	12841.469
UL021	-10548.526	8123.242	-32357.700	10971.630	-32771.784	12841.469
UL022	-8596.013	6267.725	-25562.899	8377.964	-25982.229	9705.140
UL023	-13183.034	9817.379	-39495.123	13030.432	-40147.206	15279.396
UL024	-14187.615	10354.240	-41868.163	13560.133	-42546.731	15750.027
UL025	-11391.785	8448.172	-34213.766	11410.495	-34784.853	13355.128
UL026	-9753.847	7521.270	-29926.985	10053.557	-30243.059	11646.169

구 분	S7(절점19)		S8(절점20)		S9(절점22)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	-42881.300	-16578.206	-41873.410	-13983.306	-14159.772	-10588.988
UL002	-34507.986	-13490.978	-33685.217	-11412.169	-11368.073	-8441.558
UL003	-46546.228	-17388.315	-45475.378	-14857.746	-15631.708	-11436.594
UL004	-33907.797	-12280.831	-32944.734	-10545.200	-11737.665	-7919.157
UL005	-39695.410	-14879.244	-38644.946	-12624.055	-13443.378	-9533.474
UL006	-34632.476	-13012.548	-33693.946	-11069.414	-11755.374	-8235.027
UL007	-41911.413	-15369.077	-40822.881	-13152.786	-14333.386	-10045.979
UL008	-38852.773	-14879.244	-37942.749	-12624.055	-12881.620	-9533.474
UL009	-38852.773	-14879.244	-37942.749	-12624.055	-12881.620	-9533.474
UL010	-33789.839	-13012.548	-32991.749	-11069.414	-11193.616	-8235.027
UL011	-33789.839	-13012.548	-32991.749	-11069.414	-11193.616	-8235.027
UL012	-41068.776	-15369.077	-40120.683	-13152.786	-13771.628	-10045.979
UL013	-41068.776	-15369.077	-40120.683	-13152.786	-13771.628	-10045.979
UL014	-32603.651	-11808.491	-31677.629	-10139.616	-11286.217	-7614.574
UL015	-32603.651	-11808.491	-31677.629	-10139.616	-11286.217	-7614.574
UL016	-38168.663	-14306.965	-37158.602	-12138.515	-12926.325	-9166.802
UL017	-38168.663	-14306.965	-37158.602	-12138.515	-12926.325	-9166.802
UL018	-33300.458	-12512.065	-32398.025	-10643.667	-11303.244	-7918.295
UL019	-33300.458	-12512.065	-32398.025	-10643.667	-11303.244	-7918.295
UL020	-40299.436	-14777.959	-39252.770	-12646.910	-13782.102	-9659.595
UL021	-40299.436	-14777.959	-39252.770	-12646.910	-13782.102	-9659.595
UL022	-25147.305	-9446.793	-24562.423	-8111.693	-8405.229	-6091.659
UL023	-38852.773	-14879.244	-37942.749	-12624.055	-12881.620	-9533.474
UL024	-33789.839	-13012.548	-32991.749	-11069.414	-11193.616	-8235.027
UL025	-41068.776	-15369.077	-40120.683	-13152.786	-13771.628	-10045.979
UL026	-31299.505	-11336.152	-30410.523	-9734.031	-10834.768	-7309.991

구 분	S10(절점23)		S11(절점25)		S12(절점26)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	-13479.004	-7995.549	-316.095	-4941.148	-85.743	-2414.509
UL002	-10815.126	-6491.776	-279.575	-3891.464	-85.743	-2030.093
UL003	-14883.856	-8784.781	-355.495	-5486.674	-85.743	-2829.248
UL004	-11011.175	-6148.557	-677.323	-3729.891	-288.460	-1949.193
UL005	-12684.238	-7265.342	-579.497	-4462.279	-226.183	-2230.547
UL006	-11073.521	-6356.085	-557.416	-3827.586	-226.183	-1998.109
UL007	-13533.683	-7742.553	-603.321	-4792.132	-226.183	-2481.319
UL008	-12262.919	-7265.342	-298.618	-4462.279	-85.743	-2230.547
UL009	-12262.919	-7265.342	-298.618	-4462.279	-85.743	-2230.547
UL010	-10652.202	-6356.085	-276.537	-3827.586	-85.743	-1998.109
UL011	-10652.202	-6356.085	-276.537	-3827.586	-85.743	-1998.109
UL012	-13112.364	-7742.553	-322.442	-4792.132	-85.743	-2481.319
UL013	-13112.364	-7742.553	-322.442	-4792.132	-85.743	-2481.319
UL014	-10587.668	-5912.074	-651.272	-3586.434	-277.365	-1874.224
UL015	-10587.668	-5912.074	-651.272	-3586.434	-277.365	-1874.224
UL016	-12196.382	-6985.906	-557.209	-4290.653	-217.483	-2144.757
UL017	-12196.382	-6985.906	-557.209	-4290.653	-217.483	-2144.757
UL018	-10647.616	-6111.620	-535.977	-3680.371	-217.483	-1921.259
UL019	-10647.616	-6111.620	-535.977	-3680.371	-217.483	-1921.259
UL020	-13013.157	-7444.762	-580.116	-4607.819	-217.483	-2385.884
UL021	-13013.157	-7444.762	-580.116	-4607.819	-217.483	-2385.884
UL022	-8002.327	-4729.659	-209.146	-2869.147	-65.956	-1499.379
UL023	-12262.919	-7265.342	-298.618	-4462.279	-85.743	-2230.547
UL024	-10652.202	-6356.085	-276.537	-3827.586	-85.743	-1998.109
UL025	-13112.364	-7742.553	-322.442	-4792.132	-85.743	-2481.319
UL026	-10164.162	-5675.591	-625.221	-3442.977	-266.271	-1799.255

8. 두부보 설계

8.1 내민보의 설계 : 좌측 (절점 11)

1) 내민길이의 산정

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

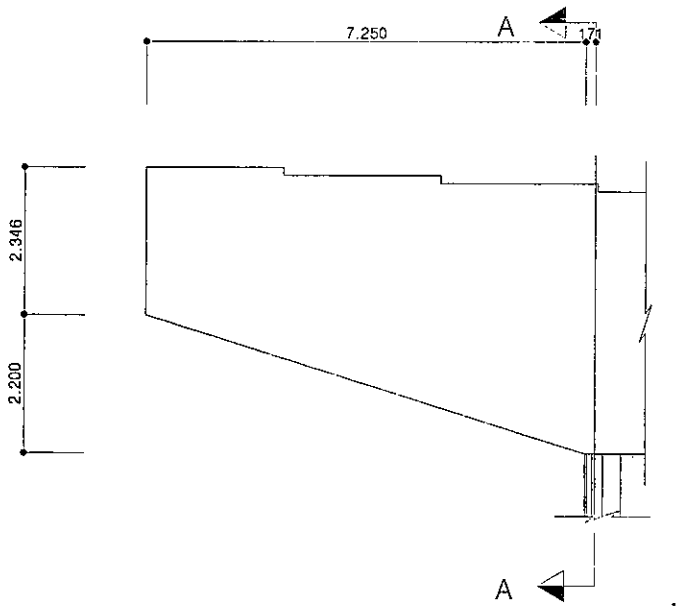
① 기둥의 단면적

$A = \pi \times 3.000^2 / 4 = 7.069\ m^2$

② 치환단면의 한변길이

$L = \sqrt{7.069} = 2.658\ m$

☞ 위험단면은 기둥끝단으로부터 0.171m(= 1.500 - 2.658/2)에 위치한다.



2) 브래킷 판정

① 위험단면에서의 작용력 : 『단면력 집계』 참조

Vu = 18391.832 kN - "ULO-02"

Mu = 71021.219 kN.m

Nu = 0.000 kN

② 브래킷 판정

a = 71021.219 / 18391.832 = 3.862 m

d = 3.800 - 0.200 = 3.600 m

a/d = 3.862 / 3.600 = 1.073 > 1.0 ∴ 캔틸레버보로 검토

3) 외측빔 검토 : 켄틸레버보로 검토

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
3500.0	3799.7	3599.7	100.0	71021.2	18391.8

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 66712.800 x 400.00 = 26685120.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 3500.000 = 80325.000 x a

T = C 이므로, a = 332.214 mm, c = 332.214 / β1 = 332.214 / 0.85 = 390.840 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (3699.71 - 390.840) / 390.840 = 0.02540

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 60565.760 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 66712.8 mm² (철근도심 : 200.0 mm), [사용률 = 1.101]

1단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

2단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

3단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00530

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 332.214 mm

ΦMn = 0.85 x 66712.800 x 400 x (3599.71 - a/2) = 77882.258 kN.m

≥ Mu (= 71021.219 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.097]

* 전단에 대한 검토 (d = 3599.71 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3500.00 x 3599.71 = 8728.840 kN

< Vu (= 18391.832 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (18391.832-8728.840) x 150.00 / (400x3599.71xΦ) x 1000 = 1258.302 mm²

Av_min1 = 0.0625 x √27.0 x 3500.0 x 150.0 / 400.0 = 426.247 mm²

Av_min2 = 0.35 x 3500.0 x 150.0 / 400.0 = 459.375 mm²

Av_min = 459.375 mm² (Av_min1,Av_min2중 큰 값을 사용)

Av_use = 1719.000 ㎟ (H19-6.0 EA, C.T.C 150 ㎜) → 최소 전단철근 만족

Vs = 1719.000 x 400.0 x 3599.71 / 150.00 x 1000 = 16501.085 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 3500.00 x 3599.71 x 1000 = 43644.202 kN ≥ 16501.085 kN ∴ O.K

s = 150.000 ≤ 600.000 (d/2, 600 ㎜) 콘.설 7.4.2 ∴ O.K

ΦVn = 0.80 x (10911.051 + 16501.085) = 21929.708 kN ≥18391.832 kN ∴ 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 = 3.9 < 2d(=7.399) ∴ 깊은 보로 전단설계

- a/2 = 1.931 m (< d = 3.700 m) L 위험단면 위치
- Vu = 12571.639 kN - "ULO-02

부재번호 : 7 (I단 : 절점7, J단 : 절점8) 부재길이(L) : 1.249 m

Vui = 12304.482 kN (I단), Vuj = 12838.182 kN (J단)

검토위치(Lc) = 5.490 m (두부보 좌측단에서의 거리)

Vu = Vui + (Vuj - Vui)/L x (Lc - I단 좌표)

= 12304.482 + (12838.182 - 12304.482)/1.249 x (5.490 - 4.865)

= 12571.639 kN

* 단면제원 및 설계가정

B(㎜)	Ln(㎜)	d(㎜)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3500.0	7723.1	3599.7	12571.6	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 3500.00 x 3599.71

= 43644.202 kN ≥ Vu(= 12571.639 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3500.00 x 3599.71 = 8728.840 kN

< Vu (= 12571.639 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 150.00 ㎜ ≤ d/5 또는 300 ㎜ ∴ O.K

Av = H19 - 6.0 EA (=1719.000 ㎟) ≥ 0.0025 x b x s (=1312.500 ㎟) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 150.00 ㎜ ≤ d/5 또는 300 ㎜ ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 ㎟) ≥ 0.0015 x b x sh (=787.500 ㎟) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 20776.413 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (20776.413 + 10911.051)

= 25349.971 kN ≥ Vu(= 12571.639 kN) ∴ O.K

5) 수평력에 의한 검토

- 교축방향 지진시 수평력과 두부보관성력으로 교축방향 모멘트를 산정

→ 두부보자중에의한 관성력 산정 : 설계수평진도 (Kh = 0.154 x 1.000 = 0.154)

w1 = 2.346 x 7.421 x 3.500 x 25.000 x 0.154 = 234.595 kN

w2 = 2.200 x (7.421-0.171) / 2 x 3.500 x 25.000 x 0.154 = 107.463 kN

w3 = 2.200 x (7.421-7.250) x 3.500 x 25.000 x 0.154 = 5.069 kN

Vc = 234.595 + 107.463 + 5.069 = 347.128 kN

Mc = 234.595 x 3.711 + 107.463 x 2.588 + 5.069 x 0.086 = 1148.978 kN.m

Vu = 249.260 x sin 84.54 + 190.490 x cos 84.54 +
247.640 x sin 84.54 + 190.540 x cos 84.54 +
246.300 x sin 84.54 + 190.590 x cos 84.54 +
255.400 x sin 84.54 + 235.120 x cos 84.54 +
253.900 x sin 84.54 + 235.130 x cos 84.54 +
252.470 x sin 84.54 + 235.120 x cos 84.54 +
347.128(Vc)
= 1966.788 kN

Mu = 249.260 x sin 84.54 x 6.454 + 190.490 x cos 84.54 x 6.454 +
247.640 x sin 84.54 x 3.856 + 190.540 x cos 84.54 x 3.856 +
246.300 x sin 84.54 x 1.257 + 190.590 x cos 84.54 x 1.257 +
255.400 x sin 84.54 x 6.478 + 235.120 x cos 84.54 x 6.478 +
253.900 x sin 84.54 x 3.892 + 235.130 x cos 84.54 x 3.892 +
252.470 x sin 84.54 x 1.307 + 235.120 x cos 84.54 x 1.307 +
1148.978(Mc)
= 7439.223 kN.m

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
3799.7	3500.0	3400.0	100.0	7439.2	1966.8

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 11693.000 x 400.00 = 4677200.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 3799.713 = 87203.416 x a

T = C 이므로, a = 53.636 mm, c = 53.636 / β1 = 53.636 / 0.85 = 63.101 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (3400.00 - 63.101) / 63.101 = 0.15865

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 6463.495 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 11693.0 ㎟ (철근도심 : 100.0 ㎜) , [사용률 = 1.809]
1단 : H22 - 22.0 EA, H32 - 4.0 EA (= 11693.0 ㎟)

* 철근비 검토
ρmin : 1.4 / fy = 0.00350
0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용
ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089
ρuse = As / bd = 0.00091
ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토
a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 53.636 ㎜
ΦMn = 0.85 x 11693.000 x 400 x (3400.00 - a/2) = 13410.491 kN.m
≥ Mu (= 7439.223 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.803]

* 전단에 대한 검토 (d = 3400.00 ㎜)
ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d
= 0.80 x 1/6 x √27 x 3799.71 x 3400.00 = 8950.563 kN
ΦVc/2 ≥ Vu (= 1966.788 kN) , 전단보강 불필요.

6) 사용성 검토
① 응력 산정
fs = M / [As x (d - χ/3)] = 48239.884 x 1000000 / [66712.800 x (3599.713 - 855.710/3)]
= 218.164 MPa
χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x66712.800/3500.0 + 7x66712.800/3500.0 x √[(1 + 2x3500.0x3599.7/(7x66712.800)]
= 855.710 ㎜
사용철근량 = 66712.8 ㎟ (철근도심 : 200.0 ㎜)
1단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 ㎟)
2단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 ㎟)
3단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격
Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 ㎜
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 218.16) - 2.5 x 84.00 = 150.97 ㎜
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 218.16) = 288.77 ㎜
Sa는 작은 값인 150.97 ㎜ 를 적용
S = 3500.00 / 28.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 150.97 ㎜) ∴ O.K

7) 수평력 검토에 의한 사용성 검토
① 응력 산정
fs = M / [As x (d - χ/3)] = 7439.223 x 1000000 / [11693.000 x (3400.000 - 361.793/3)]
= 194.002 MPa
χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x11693.000/3799.7 + 7x11693.000/3799.7 x √[(1 + 2x3799.7x3400.0/(7x11693.000)]
= 361.793 ㎜

사용철근량 = 11693.0 ㎟ (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H22 - 22.0 EA, H32 - 4.0 EA (= 11693.0 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 194.00) - 2.5 x 84.00 = 195.92 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 194.00) = 324.74 mm

Sa는 작은 값인 195.92 mm 를 적용

S = 3799.71 / 26.0 EA = 146.14 ≤ Sa (= 195.92 mm) ∴ O.K

8.2 내민보의 설계 : 우측 (절점 17)

1) 내민길이의 산정

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

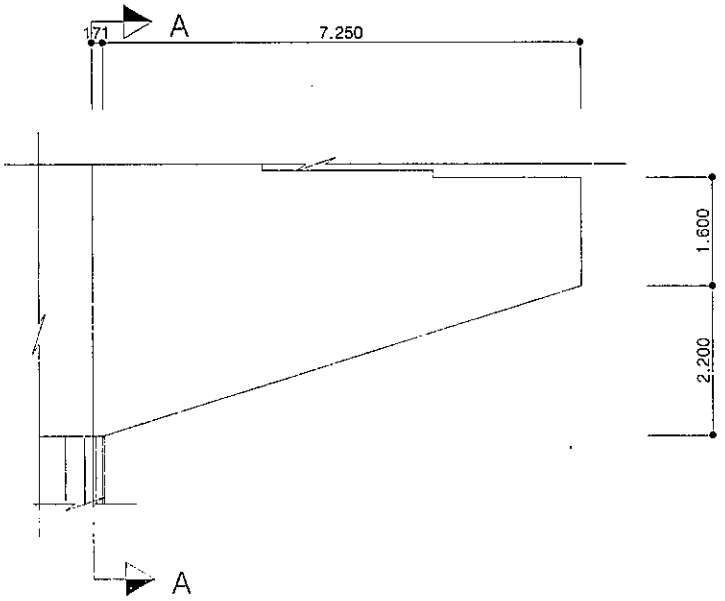
① 기둥의 단면적

A = π x 3.000² / 4 = 7.069 ㎡

② 치환단면의 한변길이

L = √7.069 = 2.658 m

☞ 위험단면은 기둥끝단으로부터 0.171m(= 1.500 - 2.658/2)에 위치한다.



2) 브래킷 판정

① 위험단면에서의 작용력 : 『단면력 집계』 참조

Vu = 17925.009 kN - "ULO-03"

Mu = 67905.959 kN.m

Nu = 0.000 kN

② 브래킷 판정

a = 67905.959 / 17925.009 = 3.788 m

d = 3.800 - 0.200 = 3.600 m

a/d = 3.788 / 3.600 = 1.052 > 1.0 ∴ 캔틸레버보로 검토

3) 외측빔 검토 : 켄틸레버보로 검토

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
3500.0	3799.7	3599.7	100.0	67906.0	17925.0

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 66712.800 x 400.00 = 26685120.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 3500.000 = 80325.000 x a

T = C 이므로, a = 332.214 mm, c = 332.214 / β1 = 332.214 / 0.85 = 390.840 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (3699.71 - 390.840) / 390.840 = 0.02540

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 57793.447 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 66712.8 mm² (철근도심 : 200.0 mm), [사용률 = 1.154]

1단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

2단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

3단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00530

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

. a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 332.214 mm

ΦMn = 0.85 x 66712.800 x 400 x (3599.71 - a/2) = 77882.258 kN.m

≥ Mu (= 67905.959 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.147]

* 전단에 대한 검토 (d = 3599.71 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3500.00 x 3599.71 = 8728.840 kN

< Vu (= 17925.009 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (17925.009-8728.840) x 150.00 / (400x3599.71xΦ) x 1000 = 1197.513 mm²

Av_min1 = 0.0625 x √27.0 x 3500.0 x 150.0 / 400.0 = 426.247 mm²

Av_min2 = 0.35 x 3500.0 x 150.0 / 400.0 = 459.375 mm²

Av_min = 459.375 mm² (Av_min1,Av_min2중 큰 값을 사용)

Av_use = 1719.000 mm² (H19-6.0 EA, C.T.C 150 mm) → 최소 전단철근 만족

Vs = 1719.000 x 400.0 x 3599.71 / 150.00 x 1000 = 16501.085 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 3500.00 x 3599.71 x 1000 = 43644.202 kN ≥ 16501.085 kN ∴ O.K

s = 150.000 ≤ 600.000 (d/2, 600 mm) 콘.설 7.4.2 ∴ O.K

ΦVn = 0.80 x (10911.051 + 16501.085) = 21929.708 kN ≥17925.009 kN ∴ 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 = 3.8 < 2d(=7.399) ∴ 깊은 보로 전단설계

- a/2 = 1.894 m (< d = 3.700 m) L 위험단면 위치

- Vu = 12118.073 kN - "ULO-03

부재번호 : 20 (I단 : 절점20, J단 : 절점21) 부재길이(L) : 1.299 m

Vui = -12357.336 kN (I단), Vuj = -11849.628 kN (J단)

검토위치(Lc) = 11.973 m (두부보 좌측단에서의 거리)

Vu = Vui + (Vuj - Vui)/L x (Lc - I단 좌표)

= -12357.336 + (-11849.628 - -12357.336)/1.299 x (11.973 - 11.361)

= -12118.073 kN

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3500.0	7576.7	3599.7	12118.1	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 3500.00 x 3599.71

= 43644.202 kN ≥ Vu(= 12118.073 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3500.00 x 3599.71 = 8728.840 kN

< Vu (= 12118.073 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1312.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=787.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 20796.057 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (20796.057 + 10911.051)

= 25365.686 kN ≥ Vu(= 12118.073 kN) ∴ O.K

5) 수평력에 의한 검토

- 교축방향 지진시 수평력과 두부보관성력으로 교축방향 모멘트를 산정

→ 두부보자중에의한 관성력 산정 : 설계수평진도 (Kh = 0.154 x 1.000 = 0.154)

w1 = 2.346 x 7.421 x 3.500 x 25.000 x 0.154 = 234.595 kN

w2 = 2.200 x (7.421-0.171) / 2 x 3.500 x 25.000 x 0.154 = 107.463 kN

w3 = 2.200 x (7.421-7.250) x 3.500 x 25.000 x 0.154 = 5.069 kN

Vc = 234.595 + 107.463 + 5.069 = 347.128 kN

Mc = 234.595 x 3.711 + 107.463 x 2.588 + 5.069 x 0.086 = 1148.978 kN.m

Vu = 246.840 x sin 84.54 + 190.440 x cos 84.54 +
247.810 x sin 84.54 + 190.260 x cos 84.54 +
248.840 x sin 84.54 + 190.040 x cos 84.54 +
250.650 x sin 84.54 + 234.810 x cos 84.54 +
251.150 x sin 84.54 + 234.500 x cos 84.54 +
252.070 x sin 84.54 + 234.160 x cos 84.54 +
347.128(Vc)
= 1958.948 kN

Mu = 246.840 x sin 84.54 x 1.282 + 190.440 x cos 84.54 x 1.282 +
247.810 x sin 84.54 x 3.880 + 190.260 x cos 84.54 x 3.880 +
248.840 x sin 84.54 x 6.478 + 190.040 x cos 84.54 x 6.478 +
250.650 x sin 84.54 x 1.210 + 234.810 x cos 84.54 x 1.210 +
251.150 x sin 84.54 x 3.795 + 234.500 x cos 84.54 x 3.795 +
252.070 x sin 84.54 x 6.383 + 234.160 x cos 84.54 x 6.383 +
1148.978(Mc)
= 7342.709 kN.m

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
3799.7	3500.0	3400.0	100.0	7342.7	1958.9

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 11693.000 x 400.00 = 4677200.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 3799.713 = 87203.416 x a

T = C 이므로, a = 53.636 mm, c = 53.636 / β1 = 53.636 / 0.85 = 63.101 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (3400.00 - 63.101) / 63.101 = 0.15865

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 6379.276 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 11693.0 ㎟ (철근도심 : 100.0 ㎜) , [사용률 = 1.833]
1단 : H22 - 22.0 EA, H32 - 4.0 EA (= 11693.0 ㎟)

* 철근비 검토
ρmin : 1.4 / fy = 0.00350
0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용
ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089
ρuse = As / bd = 0.00091
ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토
a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 53.636 ㎜
ΦMn = 0.85 x 11693.000 x 400 x (3400.00 - a/2) = 13410.491 kN.m
≥ Mu (= 7342.709 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.826]

* 전단에 대한 검토 (d = 3400.00 ㎜)
ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d
= 0.80 x 1/6 x √27 x 3799.71 x 3400.00 = 8950.563 kN
ΦVc/2 ≥ Vu (= 1958.948 kN) , 전단보강 불필요.

6) 사용성 검토
① 응력 산정
fs = M / [As x (d - χ/3)] = 46790.666 x 1000000 / [66712.800 x (3599.713 - 855.710/3)]
= 211.609 MPa
χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x66712.800/3500.0 + 7x66712.800/3500.0 x √[(1 + 2x3500.0x3599.7/(7x66712.800)]
= 855.710 ㎜
사용철근량 = 66712.8 ㎟ (철근도심 : 200.0 ㎜)
1단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 ㎟)
2단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 ㎟)
3단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격
Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 ㎜
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 211.61) - 2.5 x 84.00 = 162.15 ㎜
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 211.61) = 297.72 ㎜
Sa는 작은 값인 162.15 ㎜ 를 적용
S = 3500.00 / 28.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 162.15 ㎜) ∴ O.K

7) 수평력 검토에 의한 사용성 검토
① 응력 산정
fs = M / [As x (d - χ/3)] = 7342.709 x 1000000 / [11693.000 x (3400.000 - 361.793/3)]
= 191.485 MPa
χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x11693.000/3799.7 + 7x11693.000/3799.7 x √[(1 + 2x3799.7x3400.0/(7x11693.000)]
= 361.793 ㎜
사용철근량 = 11693.0 ㎟ (철근도심 : 100.0 ㎜)
1단 : H22 - 22.0 EA, H32 - 4.0 EA (= 11693.0 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 191.49) - 2.5 x 84.00 = 201.26 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 191.49) = 329.01 mm

Sa는 작은 값인 201.26 mm 를 적용

S = 3799.71 / 26.0 EA = 146.14 ≤ Sa (= 201.26 mm) ∴ O.K

8.3 교량받침 위치 검토

1) 받침위치1(교량받침8) : UL0-02(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 = 0.042 (123.47/2973.72) < 2d(=5.064) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3500.0	7723.1	2432.2	2973.7	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 3500.00 x 2432.15

= 29488.273 kN ≥ Vu(= 2973.715 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3500.00 x 2432.15 = 5897.655 kN

≥ Vu (= 2973.715 kN) , 전단보강 불필요.

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 94.979 x 1000000 / [66712.800 x (2432.152 - 683.168/3)]

= 0.646 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x66712.800/3500.0 + 7x66712.800/3500.0 x √[(1 + 2x3500.0x2432.2/(7x66712.800)]

= 683.168 mm

사용철근량 = 66712.8 mm² (철근도심 : 200.0 mm)

1단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

2단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

3단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 0.65) - 2.5 x 84.00 = 121724.71 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 0.65) = 97547.77 mm
Sa는 작은 값인 97547.77 mm 를 적용
S = 3500.00 / 28.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 97547.77 mm) ∴ O.K

2) 받침위치2(교량받침1) : UL0-02(절점 3)
: 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 = 0.034 (194.93/5680.75) < 2d(=5.079) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3500.0	7723.1	2439.4	5680.7	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토
ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d
= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 3500.00 x 2439.43
= 29576.571 kN ≥ Vu(= 5680.748 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도
ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d
= 0.80 x 1/6 x √27 x 3500.00 x 2439.43 = 5915.314 kN
≥ Vu (= 5680.748 kN) , 전단보강 불필요.

- 사용성 검토
① 응력 산정
fs = M / [As x (d - χ/3)] = 143.002 x 1000000 / [66712.800 x (2439.434 - 684.357/3)]
= 0.969 MPa
χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x66712.800/3500.0 + 7x66712.800/3500.0 x √[(1 + 2x3500.0x2439.4/(7x66712.800)]
= 684.357 mm
사용철근량 = 66712.8 mm² (철근도심 : 200.0 mm)
1단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)
2단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)
3단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격
Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 0.97) - 2.5 x 84.00 = 81029.69 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 0.97) = 64991.75 mm
Sa는 작은 값인 64991.75 mm 를 적용
S = 3500.00 / 28.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 64991.75 mm) ∴ O.K

3) 받침위치3(교량받침9) : UL0-02(절점 5)

: 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 = 1.726 (15827.24/9167.83) < 2d(=6.378) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3500.0	7723.1	3089.0	9167.8	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 3500.00 x 3088.99

= 37452.036 kN ≥ Vu(= 9167.833 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3500.00 x 3088.99 = 7490.407 kN

< Vu (= 9167.833 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1312.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=787.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 17681.714 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (17681.714 + 9363.009)

= 21635.779 kN ≥ Vu(= 9167.833 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 10689.835 x 1000000 / [66712.800 x (3088.992 - 784.236/3)]

= 56.669 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x66712.800/3500.0 + 7x66712.800/3500.0 x √[(1 + 2x3500.0x3089.0/(7x66712.800)]

= 784.236 mm

사용철근량 = 66712.8 mm² (철근도심 : 200.0 mm)

1단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

2단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

3단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 56.67) - 2.5 x 84.00 = 1179.64 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 56.67) = 1111.72 mm

Sa는 작은 값인 1111.72 mm 를 적용

S = 3500.00 / 28.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1111.72 mm) ∴ O.K

4) 받침위치4(교량받침2) : ULO-02(절점 6)

: 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 = 1.370 (16157.52/11796.75) < 2d(=6.400) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3500.0	7723.1	3099.9	11796.8	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 3500.00 x 3099.92

= 37584.484 kN ≥ Vu(= 11796.753 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3500.00 x 3099.92 = 7516.897 kN

< Vu (= 11796.753 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1312.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=787.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 17747.909 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (17747.909 + 9396.121)

= 21715.224 kN ≥ Vu(= 11796.753 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 10913.550 x 1000000 / [66712.800 x (3099.916 - 785.823/3)]

= 57.643 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x66712.800/3500.0 + 7x66712.800/3500.0 x √[(1 + 2x3500.0x3099.9/(7x66712.800)]
= 785.823 mm
사용철근량 = 66712.8 mm² (철근도심 : 200.0 mm)
1단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)
2단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)
3단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격
Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 57.64) - 2.5 x 84.00 = 1156.16 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 57.64) = 1092.93 mm
Sa는 작은 값인 1092.93 mm 를 적용
S = 3500.00 / 28.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1092.93 mm) ∴ O.K

5) 받침위치5(교량받침10) : UL0-02(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 = 3.105 (47515.04/15305.11) < 2d(=7.691) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3500.0	7723.1	3745.5	15305.1	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토
ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d
= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 3500.00 x 3745.54
= 45412.241 kN ≥ Vu(= 15305.105 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도
ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d
= 0.80 x 1/6 x √27 x 3500.00 x 3745.54 = 9082.448 kN
< Vu (= 15305.105 kN) , 전단보강 필요.
* 전단철근의 전단강도
ⓐ 수직 전단철근
s = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K
Av = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1312.500 mm²) ∴ O.K
ⓑ 수평 전단철근
sh = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K
Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=787.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 21660.037 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (21660.037 + 11353.060)

= 26410.478 kN ≥ Vu(= 15305.105 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 32206.279 x 1000000 / [66712.800 x (3745.539 - 875.189/3)]

= 139.776 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x66712.800/3500.0 + 7x66712.800/3500.0 x √[(1 + 2x3500.0x3745.5/(7x66712.800)]

= 875.189 mm

사용철근량 = 66712.8 mm² (철근도심 : 200.0 mm)

1단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

2단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

3단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 139.78) - 2.5 x 84.00 = 353.40 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 139.78) = 450.72 mm

Sa는 작은 값인 353.40 mm 를 적용

S = 3500.00 / 28.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 353.40 mm) ∴ O.K

6) 받침위치6(교량받침3) : ULO-02(절점 9)

: 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 = 2.713 (48280.85/17798.75) < 2d(=7.721) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3500.0	7723.1	3760.7	17798.8	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 3500.00 x 3760.71

= 45596.197 kN ≥ Vu(= 17798.752 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3500.00 x 3760.71 = 9119.239 kN

< Vu (= 17798.752 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1312.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=787.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 21751.974 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (21751.974 + 11399.049)

= 26520.818 kN ≥ Vu(= 17798.752 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 32728.255 x 1000000 / [66712.800 x (3760.711 - 877.194/3)]

= 141.448 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x66712.800/3500.0 + 7x66712.800/3500.0 x √[(1 + 2x3500.0x3760.7/(7x66712.800)]

= 877.194 mm

사용철근량 = 66712.8 mm² (철근도심 : 200.0 mm)

1단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

2단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

3단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 141.45) - 2.5 x 84.00 = 346.74 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 141.45) = 445.39 mm

Sa는 작은 값인 346.74 mm 를 적용

S = 3500.00 / 28.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 346.74 mm) ∴ O.K

7) 받침위치7(교량받침12) : UL0-03(절점 19)

: 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 = 2.677 (46546.23/17388.31) < 2d(=7.239) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3500.0	7576.7	3519.3	17388.3	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 3500.00 x 3519.26

= 42668.789 kN ≥ Vu(= 17388.315 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3500.00 x 3519.26 = 8533.758 kN

< Vu (= 17388.315 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1312.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=787.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 20308.569 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (20308.569 + 10667.197)

= 24780.613 kN ≥ Vu(= 17388.315 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 32239.548 x 1000000 / [66712.800 x (3519.262 - 844.798/3)]

= 149.262 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x66712.800/3500.0 + 7x66712.800/3500.0 x √[(1 + 2x3500.0x3519.3/(7x66712.800)]

= 844.798 mm

사용철근량 = 66712.8 mm² (철근도심 : 200.0 mm)

1단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

2단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

3단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 149.26) - 2.5 x 84.00 = 317.60 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 149.26) = 422.08 mm

Sa는 작은 값인 317.60 mm 를 적용

S = 3500.00 / 28.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 317.60 mm) ∴ O.K

8) 받침위치8(교량받침5) : UL0-03(절점 20)

: 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 = 3.061 (45475.38/14857.75) < 2d(=7.195) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3500.0	7576.7	3497.4	14857.7	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d
= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 3500.00 x 3497.41
= 42403.893 kN ≥ Vu(= 14857.746 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d
= 0.80 x 1/6 x √27 x 3500.00 x 3497.41 = 8480.779 kN
< Vu (= 14857.746 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K
Av = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1312.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K
Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=787.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 20176.180 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (20176.180 + 10600.973)
= 24621.723 kN ≥ Vu(= 14857.746 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 31402.216 x 1000000 / [66712.800 x (3497.414 - 841.814/3)]
= 146.327 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x66712.800/3500.0 + 7x66712.800/3500.0 x √[(1 + 2x3500.0x3497.4/(7x66712.800)]
= 841.814 mm

사용철근량 = 66712.8 mm² (철근도심 : 200.0 mm)
1단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)
2단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)
3단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 146.33) - 2.5 x 84.00 = 328.18 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 146.33) = 430.54 mm
Sa는 작은 값인 328.18 mm 를 적용
S = 3500.00 / 28.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 328.18 mm) ∴ O.K

9) 받침위치9(교량받침13) : ULO-03(절점 22)

: 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 = 1.367 (15631.71/11436.59) < 2d(=5.414) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3500.0	7576.7	2607.0	11436.6	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 3500.00 x 2607.01

= 31608.272 kN ≥ Vu(= 11436.594 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3500.00 x 2607.01 = 6321.654 kN

< Vu (= 11436.594 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1312.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=787.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 14780.784 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (14780.784 + 7902.068)

= 18146.281 kN ≥ Vu(= 11436.594 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 11025.681 x 1000000 / [66712.800 x (2607.006 - 711.255/3)]

= 69.737 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x66712.800/3500.0 + 7x66712.800/3500.0 x √[(1 + 2x3500.0x2607.0/(7x66712.800)]

= 711.255 mm

사용철근량 = 66712.8 mm² (철근도심 : 200.0 mm)

1단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

2단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

3단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 69.74) - 2.5 x 84.00 = 919.25 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 69.74) = 903.40 mm

Sa는 작은 값인 903.40 mm 를 적용

S = 3500.00 / 28.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 903.40 mm) ∴ O.K

10. 받침위치10(교량받침6) : ULO-03(절점 23)

: 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 = 1.694 (14883.86/8784.78) < 2d(=5.362) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3500.0	7576.7	2581.2	8784.8	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 3500.00 x 2581.21

= 31295.547 kN ≥ Vu(= 8784.781 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3500.00 x 2581.21 = 6259.109 kN

< Vu (= 8784.781 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1312.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=787.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 14624.491 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (14624.491 + 7823.887)

= 17958.703 kN ≥ Vu(= 8784.781 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 10410.525 x 1000000 / [66712.800 x (2581.213 - 707.171/3)]

= 66.532 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x66712.800/3500.0 + 7x66712.800/3500.0 x √[(1 + 2x3500.0x2581.2/(7x66712.800)]
= 707.171 mm
사용철근량 = 66712.8 mm² (철근도심 : 200.0 mm)
1단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)
2단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)
3단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격
Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 66.53) - 2.5 x 84.00 = 973.64 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 66.53) = 946.91 mm
Sa는 작은 값인 946.91 mm 를 적용
S = 3500.00 / 28.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 946.91 mm) ∴ O.K

11) 받침위치11(교량받침14) : UL0-03(절점 25)
: 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 = 0.065 (355.49/5486.67) < 2d(=3.629) ∴ 깊은 보로 전단설계

- 사용성 검토
① 응력 산정
fs = M / [As x (d - χ/3)] = 464.093 x 1000000 / [66712.800 x (1714.692 - 556.045/3)]
= 4.549 MPa
χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x66712.800/3500.0 + 7x66712.800/3500.0 x √[(1 + 2x3500.0x1714.7/(7x66712.800)]
= 556.045 mm
사용철근량 = 66712.8 mm² (철근도심 : 200.0 mm)
1단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)
2단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)
3단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격
Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 4.55) - 2.5 x 84.00 = 17102.51 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 4.55) = 13850.01 mm
Sa는 작은 값인 13850.01 mm 를 적용
S = 3500.00 / 28.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 13850.01 mm) ∴ O.K

12;받침위치12(교량받침7) : UL0-03(절점 26)

: 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 = 0.030 (85.74/2829.25) < 2d(=3.572) ∴ 깊은 보로 전단설계

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 173.987 x 1000000 / [66712.800 x (1685.865 - 550.444/3)]
= 1.736 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x66712.800/3500.0 + 7x66712.800/3500.0 x √[(1 + 2x3500.0x1685.9/(7x66712.800)]
= 550.444 mm

사용철근량 = 66712.8 mm² (철근도심 : 200.0 mm)

1단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

2단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

3단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 1.74) - 2.5 x 84.00 = 45155.36 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 1.74) = 36292.29 mm

Sa는 작은 값인 36292.29 mm 를 적용

S = 3500.00 / 28.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 36292.29 mm) ∴ 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	-34157.260	-43912.947	3384.822	3565.584	-34.957	-0.00352	축력최대
UL002	-34157.260	-41055.558	25568.179	25748.942	-34.957	-0.02580	모멘트최대
UL022	-26274.815	-25788.515	12935.881	48546.929	3146.110	0.03455	탄성설계
UL022	-26274.815	-25788.515	2920.548	14883.596	3146.110	0.03455	소성설계
UE002	-26274.815	-33173.114	24942.043	25122.806	-34.957	-0.02517	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	0.010	0.060	O.K	106037.829	43912.947	5029.032	2.415	O.K
모멘트최대	0.005	0.010	0.060	O.K	73994.512	41055.558	25748.942	1.802	O.K
탄성설계	0.005	0.010	0.060	O.K	31445.902	25788.515	49487.186	1.219	O.K
편심최대	0.005	0.010	0.060	O.K	64794.268	33173.114	25122.806	1.953	O.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 27, UL001)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, Θ=90.000도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2887.387	43912.947	5029.032	114.523

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 43912.947 x -0.00352 / (-34.957 x 15.200)

= 0.291

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 15.200 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 16.746 / 0.750

= 46.889 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.750 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 16.746 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.291)

= 1.410

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.410 x 3384.822

= 4774.079 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.410 x 3565.584

= 5029.032 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 mm² , Ast = 71951.40 mm² , Puse = 0.01018

- 1단 : H25 - 71EA (As=35975.700 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 71EA (As=35975.700 mm²), d2 = 125.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0102) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 2909683.740 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 mm²)이어야 하므로 3534291.735 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1740.000 mm, ab = k1 x cb = 1479.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 3452132.157 = 79226.433 kN, ∑Csi = 11193.068 kN, ∑Tsi = 8259.832 kN

Pb = 79226.433 + 11193.068 - 8259.832 = 82159.669 kN

Mb = Cc x 1391.004 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 72219.909 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 879.019 mm, e = Mu/Pu = 114.523 mm)

㈐ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 3181.706 mm, a = k1 x c = 2704.450 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 6709041.766 = 153972.509 kN

∑Csi = 18119.629 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 153972.509 + 18119.629 - 0.000 = 172092.137 kN

Mn = Cc x 1423.306 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 19708.590 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=114.523) | = 0.0007 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈑ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 3000.00 - 100.00 = 2900.000 mm

c = 3181.706 mm, a = k1 x c = 2704.450 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2900.00-3181.71) / 3181.71 = -0.00027

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㈒ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 151482.613 kN < Pn = 172092.137 kN

ΦPn = 0.70 x 151482.613 = 106037.829 kN ≥ Pu = 43912.947 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.115 = 12143.746 kN.m ≥ Mu = 5029.032 kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 27, UL002)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=90.000도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2887.387	41055.558	25748.942	627.173

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 41055.558 x -0.02580 / (-34.957 x 15.200)

= 1.993

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 15.200 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 16.746 / 0.750

= 46.889 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.750 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 16.746 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 1.993)

= 1.000

※ Q가 0.6을 초과하므로 강성을 키워야 합니다. 『콘크리트 구조설계기준』 6.5.4 (6)

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s
= 0.000 + 1.000 x 25568.179
= 25568.179 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s
= 0.000 + 1.000 x 25748.942
= 25748.942 kN.m

㉤ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 mm² , Ast = 71951.40 mm² , Puse = 0.01018

- 1단 : H25 - 71EA (As=35975.700 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 71EA (As=35975.700 mm²), d2 = 125.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0102) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 2720352.372 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 mm²)이어야 하므로 3534291.735 mm² 를 적용.

㉥ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1740.000 mm, ab = k1 x cb = 1479.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 3452132.157 = 79226.433 kN, ∑Csi = 11193.068 kN, ∑Tsi = 8259.832 kN

Pb = 79226.433 + 11193.068 - 8259.832 = 82159.669 kN

Mb = Cc x 1391.004 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 72219.909 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 879.019 mm, e = Mu/Pu = 627.173 mm)

㉦ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 2045.257 mm, a = k1 x c = 1738.468 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 4246842.862 = 97465.044 kN

∑Csi = 12538.271 kN, ∑Tsi = 4296.869 kN

Pn = 97465.044 + 12538.271 - 4296.869 = 105706.446 kN

Mn = Cc x 1379.144 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 66296.754 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=627.178) | = 0.0049 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉧ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 3000.00 - 100.00 = 2900.000 mm

c = 2045.257 mm, a = k1 x c = 1738.468 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2900.00-2045.26) / 2045.26 = 0.00125

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉨ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 151482.613 kN ≥ Pn = 105706.446 kN

ΦPn = 0.70 x 105706.446 = 73994.512 kN ≥ Pu = 41055.558 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.627 = 46407.368 kN.m ≥ Mu = 25748.942 kN.m ∴ O.K

③ 탄성설계 : (부재 27, UL022)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=1.00, Θ=90.000도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2887.387	25788.515	49487.186	1918.962

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 25788.515 x 0.03455 / (3146.110 x 15.200)

= 0.019

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 15.200 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 16.746 / 0.750

= 46.889 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.750 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 16.746 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.019)

= 1.019

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.019 x 12935.881

= 13186.423 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.019 x 48546.929

= 49487.186 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 mm² , Ast = 71951.40 mm² , Puse = 0.01018

- 1단 : H25 - 71EA (As=35975.700 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 71EA (As=35975.700 mm²), d2 = 125.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0102) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1708753.976 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 mm²)이어야 하므로 3534291.735 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1740.000 mm, ab = k1 x cb = 1479.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 3452132.157 = 79226.433 kN, ∑Csi = 11193.068 kN, ∑Tsi = 8259.832 kN

Pb = 79226.433 + 11193.068 - 8259.832 = 82159.669 kN

Mb = Cc x 1391.004 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 72219.909 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 879.019 mm, e = Mu/Pu = 1918.962 mm)

㉰ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1020.095 mm, a = k1 x c = 867.081 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1693544.950 = 38866.857 kN

∑Csi = 7901.947 kN, ∑Tsi = 15322.902 kN

Pn = 38866.857 + 7901.947 - 15322.902 = 31445.902 kN

Mn = Cc x 1423.658 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 60343.702 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1918.969) | = 0.0065 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉱ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 151482.613 kN ≥ Pn = 31445.902 kN

ΦPn = 1.00 x 31445.902 = 31445.902 kN ≥ Pu = 25788.515 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.919 = 60343.497 kN.m ≥ Mu = 49487.186 kN.m ∴ O.K

④ 편심최대 : (부재 27, UE002)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, Θ=90.000도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2887.387	33173.114	25122.806	757.324

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 33173.114 x -0.02517 / (-34.957 x 15.200)

= 1.571

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 15.200 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 16.746 / 0.750

= 46.889 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.750 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 16.746 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 1.571)

= 1.000

※ Q가 0.6을 초과하므로 강성을 키워야 합니다. 『콘크리트 구조설계기준』 6.5.4 (6)

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.000 x 24942.043

= 24942.043 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.000 x 25122.806

= 25122.806 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 ㎟ , Ast = 71951.40 ㎟ , Puse = 0.01018

- 1단 : H25 - 71EA (As=35975.700 ㎟), d1 = 100.000 ㎜

- 2단 : H25 - 71EA (As=35975.700 ㎟), d2 = 125.000 ㎜

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0102) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 2198059.502 ㎟

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 ㎟)이어야 하므로 3534291.735 ㎟ 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1740.000 ㎜, ab = k1 x cb = 1479.000 ㎜

Cc = 0.85 x 27.0 x 3452132.157 = 79226.433 kN, ∑Csi = 11193.068 kN, ∑Tsi = 8259.832 kN

Pb = 79226.433 + 11193.068 - 8259.832 = 82159.669 kN

Mb = Cc x 1391.004 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 72219.909 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 879.019 ㎜, e = Mu/Pu = 757.324 ㎜)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1867.345 ㎜, a = k1 x c = 1587.243 ㎜ 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 3796022.571 = 87118.718 kN

∑Csi = 11767.665 kN, ∑Tsi = 6323.142 kN

Pn = 87118.718 + 11767.665 - 6323.142 = 92563.241 kN

Mn = Cc x 1383.403 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 70101.187 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=757.333) | = 0.0086 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉳ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 3000.00 - 100.00 = 2900.000 ㎜

c = 1867.345 ㎜, a = k1 x c = 1587.243 ㎜

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2900.00-1867.34) / 1867.34 = 0.00166

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

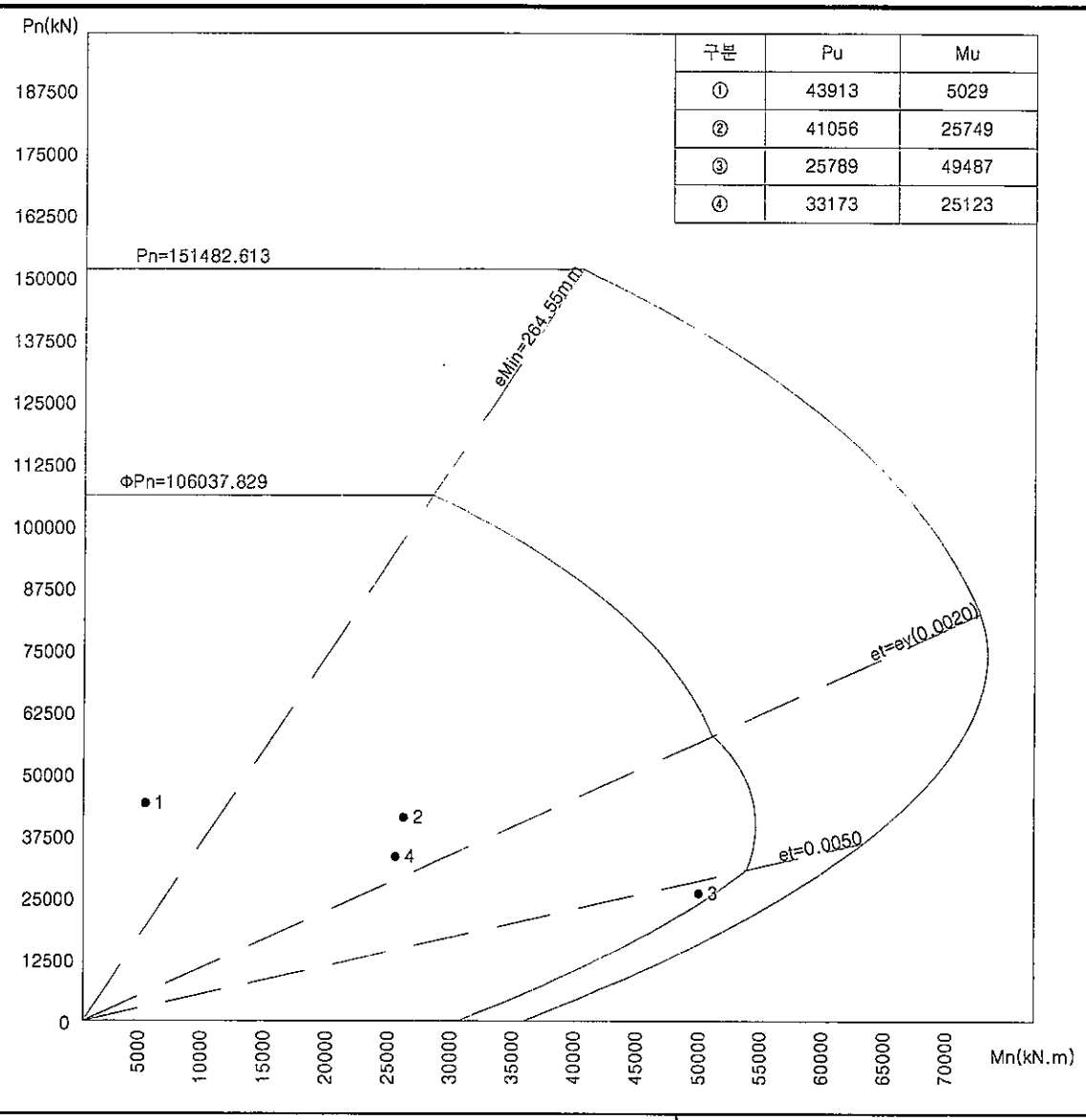
㉴ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 151482.613 kN ≥ Pn = 92563.241 kN

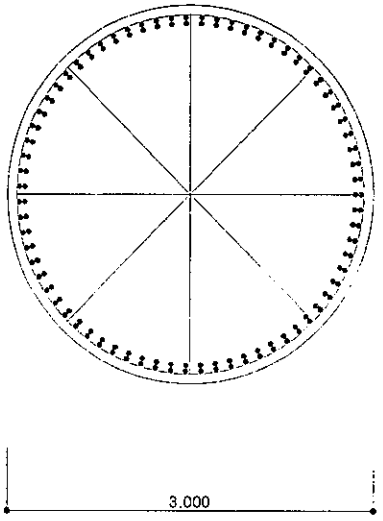
ΦPn = 0.70 x 92563.241 = 64794.268 kN ≥ Pu = 33173.114 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.757 = 49070.275 kN.m ≥ Mu = 25122.806 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	43913	5029
②	41056	25749
③	25789	49487
④	33173	25123



▣ 단면제원

R = 1500.000 mm
D = 2887.387 mm
Ag = 7068583.471 mm²
Aeff = 3534291.735 mm²

▣ 사용 철근

Ast = 71951.400 mm²
Puse = 0.01018
1단 : H25-71Ea
2단 : H25-71Ea

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	-34157.260	-43912.947	125.868	125.868	0.000	0.00013	축력최대
ULB14	-32843.519	-32235.643	3353.637	13884.041	869.671	0.00995	모멘트최대
ULB22	-26274.815	-25788.515	4701.540	52134.540	3983.000	0.03387	탄성설계
ULB22	-26274.815	-25788.515	1522.873	17333.873	3983.000	0.03387	소성설계
UEB14	-24961.074	-24353.199	3333.699	13864.103	869.671	0.00993	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	0.010	0.060	O.K	106037.829	43912.947	125.868	2.415	O.K
모멘트최대	0.005	0.010	0.060	O.K	89503.835	32235.643	14225.452	2.777	O.K
탄성설계	0.005	0.010	0.060	O.K	28607.225	25788.515	52874.787	1.109	O.K
편심최대	0.005	0.010	0.060	O.K	77706.665	24353.199	14118.231	3.191	O.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 27, ULB01)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2887.387	43912.947	125.868	2.866

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 43912.947 x 0.00013 / (0.000 x 15.200)

= 0.000

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 15.200 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 16.746 / 0.750

= 46.889 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.750 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 16.746 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.000)

= 1.000

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.000 x 125.868

= 125.868 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.000 x 125.868

= 125.868 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 mm² , Ast = 71951.40 mm² , Puse = 0.01018

- 1단 : H25 - 71EA (As=35975.700 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 71EA (As=35975.700 mm²), d2 = 125.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0102) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 2909683.740 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 mm²)이어야 하므로 3534291.735 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1740.000 mm, ab = k1 x cb = 1479.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 3452132.157 = 79226.433 kN, ∑Csi = 11193.068 kN, ∑Tsi = 8259.832 kN

Pb = 79226.433 + 11193.068 - 8259.832 = 82159.669 kN

Mb = Cc x 1391.004 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 72219.909 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 879.019 mm, e = Mu/Pu = 2.866 mm)

㉰ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 7394.701 mm, a = k1 x c = 6285.496 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 7069357.930 = 162241.764 kN

∑Csi = 26713.979 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 162241.764 + 26713.979 - 0.000 = 188955.743 kN

Mn = Cc x 3142.748 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 540.620 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=2.861) | = 0.0052 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉱ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 3000.00 - 100.00 = 2900.000 mm

c = 7394.701 mm, a = k1 x c = 6285.496 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2900.00-7394.70) / 7394.70 = -0.00182

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉲ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 151482.613 kN < Pn = 188955.743 kN

ΦPn = 0.70 x 151482.613 = 106037.829 kN ≥ Pu = 43912.947 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.003 = 303.936 kN.m ≥ Mu = 125.868 kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 27, ULB14)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2887.387	32235.643	14225.452	441.296

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 32235.643 x 0.00995 / (869.671 x 15.200)

= 0.024

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 15.200 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 16.746 / 0.750

= 46.889 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.750 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 16.746 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.024)

= 1.025

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.025 x 3353.637

= 3436.103 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.025 x 13884.041

= 14225.452 kN.m

㉤ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 ㎟ , Ast = 71951.40 ㎟ , Puse = 0.01018

- 1단 : H25 - 71EA (As=35975.700 ㎟), d1 = 100.000 ㎜

- 2단 : H25 - 71EA (As=35975.700 ㎟), d2 = 125.000 ㎜

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0102) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 2135942.420 ㎟

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 ㎟)이어야 하므로 3534291.735 ㎟ 를 적용.

㉥ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1740.000 ㎜, ab = k1 x cb = 1479.000 ㎜

Cc = 0.85 x 27.0 x 3452132.157 = 79226.433 kN, ∑Csi = 11193.068 kN, ∑Tsi = 8259.832 kN

Pb = 79226.433 + 11193.068 - 8259.832 = 82159.669 kN

Mb = Cc x 1391.004 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 72219.909 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 879.019 ㎜, e = Mu/Pu = 441.296 ㎜)

㉦ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 2367.899 ㎜, a = k1 x c = 2012.714 ㎜ 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 5042151.052 = 115717.367 kN

∑Csi = 13919.934 kN, ∑Tsi = 1774.679 kN

Pn = 115717.367 + 13919.934 - 1774.679 = 127862.622 kN

Mn = Cc x 1376.788 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 56424.028 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=441.286) | = 0.0094 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉧ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 3000.00 - 100.00 = 2900.000 ㎜

c = 2367.899 ㎜, a = k1 x c = 2012.714 ㎜

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2900.00-2367.90) / 2367.90 = 0.00067

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉨ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 151482.613 kN ≥ Pn = 127862.622 kN

ΦPn = 0.70 x 127862.622 = 89503.835 kN ≥ Pu = 32235.643 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.441 = 39497.661 kN.m ≥ Mu = 14225.452 kN.m ∴ O.K

③ 탄성설계 : (부재 27, ULB22)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=1.00

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2887.387	25788.515	52874.787	2050.323

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 25788.515 x 0.03387 / (3983.000 x 15.200)

= 0.014

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 15.200 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 16.746 / 0.750

= 46.889 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.750 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 16.746 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.014)

= 1.014

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.014 x 4701.540

= 4768.296 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.014 x 52134.540

= 52874.787 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 mm² , Ast = 71951.40 mm² , Puse = 0.01018

- 1단 : H25 - 71EA (As=35975.700 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 71EA (As=35975.700 mm²), d2 = 125.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0102) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1708753.976 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 mm²)이어야 하므로 3534291.735 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1740.000 mm, ab = k1 x cb = 1479.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 3452132.157 = 79226.433 kN, ∑Csi = 11193.068 kN, ∑Tsi = 8259.832 kN

Pb = 79226.433 + 11193.068 - 8259.832 = 82159.669 kN

Mb = Cc x 1391.004 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 72219.909 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 879.019 mm, e = Mu/Pu = 2050.323 mm)

㉰ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 977.538 mm, a = k1 x c = 830.907 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1595776.957 = 36623.081 kN

∑Csi = 7691.548 kN, ∑Tsi = 15707.405 kN

Pn = 36623.081 + 7691.548 - 15707.405 = 28607.225 kN

Mn = Cc x 1426.348 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 58654.003 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=2050.321) | = 0.0017 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉱ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 151482.613 kN ≥ Pn = 28607.225 kN

ΦPn = 1.00 x 28607.225 = 28607.225 kN ≥ Pu = 25788.515 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 2.050 = 58654.053 kN.m ≥ Mu = 52874.787 kN.m ∴ O.K

④ 편심최대 : (부재 27, UEB14)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2887.387	24353.199	14118.231	579.728

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 24353.199 x 0.00993 / (869.671 x 15.200)

= 0.018

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 15.200 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 16.746 / 0.750

= 46.889 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.750 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 16.746 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.018)

= 1.018

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.018 x 3333.699

= 3394.805 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.018 x 13864.103

= 14118.231 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 mm² , Ast = 71951.40 mm² , Puse = 0.01018

- 1단 : H25 - 71EA (As=35975.700 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 71EA (As=35975.700 mm²), d2 = 125.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0102) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1613649.549 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 mm²)이어야 하므로 3534291.735 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1740.000 mm, ab = k1 x cb = 1479.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 3452132.157 = 79226.433 kN, ∑Csi = 11193.068 kN, ∑Tsi = 8259.832 kN

Pb = 79226.433 + 11193.068 - 8259.832 = 82159.669 kN

Mb = Cc x 1391.004 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 72219.909 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 879.019 mm, e = Mu/Pu = 579.728 mm)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 2119.852 mm, a = k1 x c = 1801.875 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 4433946.075 = 101759.062 kN

∑Csi = 12847.205 kN, ∑Tsi = 3596.746 kN

Pn = 101759.062 + 12847.205 - 3596.746 = 111009.521 kN

Mn = Cc x 1377.935 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 64354.933 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=579.724) | = 0.0035 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉳ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 3000.00 - 100.00 = 2900.000 mm

c = 2119.852 mm, a = k1 x c = 1801.875 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2900.00-2119.85) / 2119.85 = 0.00110

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

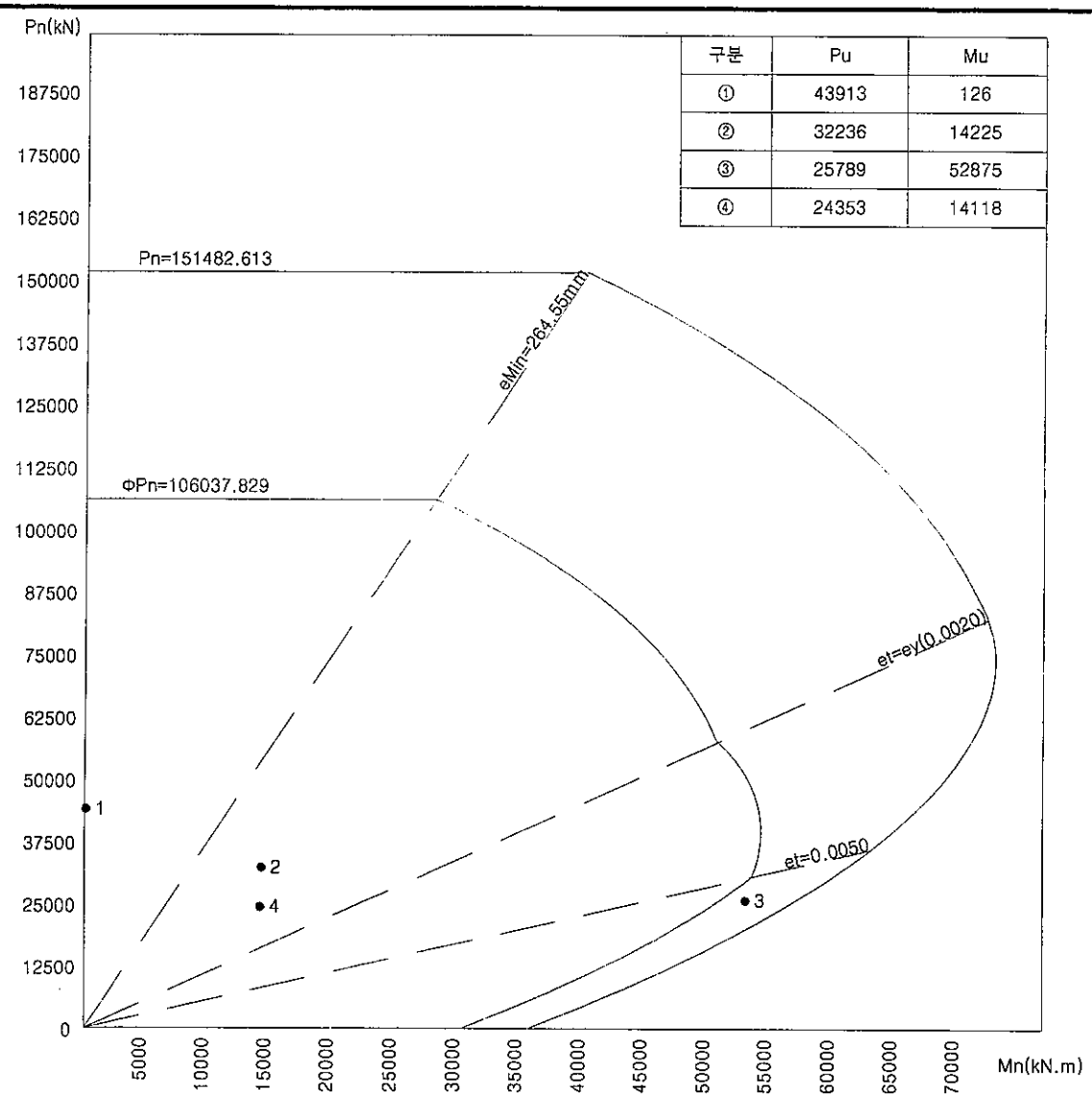
㉴ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 151482.613 kN ≥ Pn = 111009.521 kN

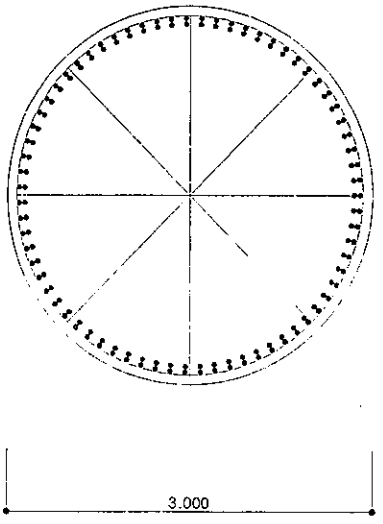
ΦPn = 0.70 x 111009.521 = 77706.665 kN ≥ Pu = 24353.199 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.580 = 45048.729 kN.m ≥ Mu = 14118.231 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	43913	126
②	32236	14225
③	25789	52875
④	24353	14118



▣ 단면제원

R = 1500.000 ㎜
D = 2887.387 ㎜
Ag = 7068583.471 ㎟
Aeff = 3534291.735 ㎟

▣ 사용 철근

Ast = 71951.400 ㎟
Puse = 0.01018
1단 : H25-71Ea
2단 : H25-71Ea

9.3 합성부재력 검토

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pu(kN)	Mx(kN.m)	My(kN.m)	M2(kN.m)	비 고
UL01	-43912.947	125.868	5029.032	5030.607	축력최대
UL14	-32235.643	14225.452	14200.515	20100.202	모멘트최대
UL22	-25788.515	17034.190	49487.186	52336.843	탄성설계
UL22	-25788.515	17034.190	49487.186	52336.843	소성설계
UE14	-24353.199	14118.231	14780.285	20439.699	편심최대
UL02	-41055.558	110.226	25748.942	25749.178	모멘트최대
UE02	-33173.114	90.288	25122.806	25122.968	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 16710.540 kN.m를 사용하며,

교축직각방향 기둥검토시의 모멘트 확대계수를 적용한다.

Mx = 16710.540 x 1.019 = 17034.190 kN.m, 2) 교축직각방향 참조

- 지진시 모멘트(=16710.540) : [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	0.010	0.060	O.K	106037.829	43912.947	5030.607	2.415	O.K
모멘트최대	0.005	0.010	0.060	O.K	74271.982	32235.643	20100.202	2.304	O.K
탄성설계	0.005	0.010	0.060	O.K	29027.364	25788.515	52336.843	1.126	O.K
편심최대	0.005	0.010	0.060	O.K	59754.245	24353.199	20439.699	2.454	O.K
모멘트최대	0.005	0.010	0.060	O.K	73994.512	41055.558	25749.178	1.802	O.K
편심최대	0.005	0.010	0.060	O.K	64794.268	33173.114	25122.968	1.953	O.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 27, UL001)

【 기둥 : 하부 , 1/7 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, Θ=88.566도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2887.387	43912.947	5030.607	114.559

㉯ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 mm² , Ast = 71951.40 mm² , Puse = 0.01018

- 1단 : H25 - 71EA (As=35975.700 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 71EA (As=35975.700 mm²), d2 = 125.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0102) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 2909683.740 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 mm²)이어야 하므로 3534291.735 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1740.000 mm, ab = k1 x cb = 1479.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 3452132.157 = 79226.433 kN, ∑Csi = 11193.068 kN, ∑Tsi = 8259.832 kN

Pb = 79226.433 + 11193.068 - 8259.832 = 82159.669 kN

Mb = Cc x 1391.004 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 72219.909 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 879.019 mm, e = Mu/Pu = 114.559 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 3181.596 mm, a = k1 x c = 2704.357 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 6708874.325 = 153968.666 kN

∑Csi = 18119.006 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 153968.666 + 18119.006 - 0.000 = 172087.672 kN

Mn = Cc x 1423.291 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 19713.741 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=114.556) | = 0.0023 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 3000.00 - 100.00 = 2900.000 mm

c = 3181.596 mm, a = k1 x c = 2704.357 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2900.00-3181.60) / 3181.60 = -0.00027

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 151482.613 kN < Pn = 172087.672 kN

ΦPn = 0.70 x 151482.613 = 106037.829 kN ≥ Pu = 43912.947 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.115 = 12147.549 kN.m ≥ Mu = 5030.607 kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 27, UL014)

【 가등 : 하부 , 2/7 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=44.950도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2887.387	32235.643	20100.202	623.540

㉯ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 mm² , Ast = 71951.40 mm² , Puse = 0.01018

- 1단 : H25 - 71EA (As=35975.700 mm²), d1 = 100.000 mm
- 2단 : H25 - 71EA (As=35975.700 mm²), d2 = 125.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0102) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 2135942.420 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 mm²)이어야 하므로 3534291.735 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1740.000 mm, ab = k1 x cb = 1479.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 3452132.157 = 79226.433 kN, ∑Csi = 11193.068 kN, ∑Tsi = 8259.832 kN

Pb = 79226.433 + 11193.068 - 8259.832 = 82159.669 kN

Mb = Cc x 1391.004 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 72219.909 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 879.019 mm, e = Mu/Pu = 623.540 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 2050.902 mm, a = k1 x c = 1743.266 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 4261051.379 = 97791.129 kN

∑Csi = 12553.231 kN, ∑Tsi = 4241.529 kN

Pn = 97791.129 + 12553.231 - 4241.529 = 106102.831 kN

Mn = Cc x 1379.040 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 66159.370 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=623.540) | = 0.0004 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 3000.00 - 100.00 = 2900.000 mm

c = 2050.902 mm, a = k1 x c = 1743.266 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2900.00-2050.90) / 2050.90 = 0.00124

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 151482.613 kN ≥ Pn = 106102.831 kN

ΦPn = 0.70 x 106102.831 = 74271.982 kN ≥ Pu = 32235.643 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.624 = 46311.526 kN.m ≥ Mu = 20100.202 kN.m ∴ O.K

③ 탄성설계 : (부재 27, UL022)

【 기둥 : 하부 , 3/7 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=1.00, θ=71.006도(종립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2887.387	25788.515	52336.843	2029.463

㉯ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 mm² , Ast = 71951.40 mm² , Puse = 0.01018

- 1단 : H25 - 71EA (As=35975.700 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 71EA (As=35975.700 mm²), d2 = 125.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0102) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1708753.976 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 mm²)이어야 하므로 3534291.735 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1740.000 mm, ab = k1 x cb = 1479.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 3452132.157 = 79226.433 kN, ∑Csi = 11193.068 kN, ∑Tsi = 8259.832 kN

Pb = 79226.433 + 11193.068 - 8259.832 = 82159.669 kN

Mb = Cc x 1391.004 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 72219.909 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 879.019 mm, e = Mu/Pu = 2029.463 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 983.778 mm, a = k1 x c = 836.211 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1610033.676 = 36950.273 kN

∑Csi = 7727.285 kN, ∑Tsi = 15650.194 kN

Pn = 36950.273 + 7727.285 - 15650.194 = 29027.364 kN

Mn = Cc x 1425.950 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 58909.987 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=2029.464) | = 0.0007 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 151482.613 kN ≥ Pn = 29027.364 kN

ΦPn = 1.00 x 29027.364 = 29027.364 kN ≥ Pu = 25788.515 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 2.029 = 58909.968 kN.m ≥ Mu = 52336.843 kN.m ∴ O.K

④ 편심최대 : (부재 27, UE014)

【 기둥 : 하부 , 5/7 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=46.312도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2887.387	24353.199	20439.699	839.302

㉯ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 mm² , Ast = 71951.40 mm² , Puse = 0.01018

- 1단 : H25 - 71EA (As=35975.700 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 71EA (As=35975.700 mm²), d2 = 125.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0102) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1613649.549 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 mm²)이어야 하므로 3534291.735 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1740.000 mm, ab = k1 x cb = 1479.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 3452132.157 = 79226.433 kN, ∑Csi = 11193.068 kN, ∑Tsi = 8259.832 kN

Pb = 79226.433 + 11193.068 - 8259.832 = 82159.669 kN

Mb = Cc x 1391.004 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 72219.909 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 879.019 mm, e = Mu/Pu = 839.302 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1773.556 mm, a = k1 x c = 1507.523 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 3556997.965 = 81633.103 kN

∑Csi = 11361.718 kN, ∑Tsi = 7631.614 kN

Pn = 81633.103 + 11361.718 - 7631.614 = 85363.207 kN

Mn = Cc x 1386.354 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 71645.521 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=839.302)| = 0.0003 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 3000.00 - 100.00 = 2900.000 mm

c = 1773.556 mm, a = k1 x c = 1507.523 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2900.00-1773.56) / 1773.56 = 0.00191

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 151482.613 kN ≥ Pn = 85363.207 kN

ΦPn = 0.70 x 85363.207 = 59754.245 kN ≥ Pu = 24353.199 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.839 = 50151.882 kN.m ≥ Mu = 20439.699 kN.m ∴ O.K

⑤ 모멘트최대 : (부재 27, UL002)

【 기둥 : 하부 , 6/7 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=89.755도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2887.387	41055.558	25749.178	627.179

㉯ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 ㎟ , Ast = 71951.40 ㎟ , Puse = 0.01018

- 1단 : H25 - 71EA (As=35975.700 ㎟), d1 = 100.000 ㎜

- 2단 : H25 - 71EA (As=35975.700 ㎟), d2 = 125.000 ㎜

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0102) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 2720352.372 ㎟

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 ㎟)이어야 하므로 3534291.735 ㎟ 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1740.000 ㎜, ab = k1 x cb = 1479.000 ㎜

Cc = 0.85 x 27.0 x 3452132.157 = 79226.433 kN, ∑Csi = 11193.068 kN, ∑Tsi = 8259.832 kN

Pb = 79226.433 + 11193.068 - 8259.832 = 82159.669 kN

Mb = Cc x 1391.004 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 72219.909 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 879.019 ㎜, e = Mu/Pu = 627.179 ㎜)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 2045.257 ㎜, a = k1 x c = 1738.468 ㎜ 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 4246842.862 = 97465.044 kN

∑Csi = 12538.271 kN, ∑Tsi = 4296.869 kN

Pn = 97465.044 + 12538.271 - 4296.869 = 105706.446 kN

Mn = Cc x 1379.144 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 66296.754 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=627.178) | = 0.0009 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 3000.00 - 100.00 = 2900.000 ㎜

c = 2045.257 ㎜, a = k1 x c = 1738.468 ㎜

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2900.00-2045.26) / 2045.26 = 0.00125

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 151482.613 kN ≥ Pn = 105706.446 kN

ΦPn = 0.70 x 105706.446 = 73994.512 kN ≥ Pu = 41055.558 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.627 = 46407.793 kN.m ≥ Mu = 25749.178 kN.m ∴ O.K

⑥ 편심최대 : (부재 27, UE002)

【 기둥 : 하부 , 7/7 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=89.794도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2887.387	33173.114	25122.968	757.329

㉯ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 mm² , Ast = 71951.40 mm² , Puse = 0.01018

- 1단 : H25 - 71EA (As=35975.700 mm²), d1 = 100.000 mm
- 2단 : H25 - 71EA (As=35975.700 mm²), d2 = 125.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0102) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 2198059.502 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 mm²)이어야 하므로 3534291.735 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1740.000 mm, ab = k1 x cb = 1479.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 3452132.157 = 79226.433 kN, ∑Csi = 11193.068 kN, ∑Tsi = 8259.832 kN

Pb = 79226.433 + 11193.068 - 8259.832 = 82159.669 kN

Mb = Cc x 1391.004 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 72219.909 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 879.019 mm, e = Mu/Pu = 757.329 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1867.345 mm, a = k1 x c = 1587.243 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 3796022.571 = 87118.718 kN

∑Csi = 11767.665 kN, ∑Tsi = 6323.142 kN

Pn = 87118.718 + 11767.665 - 6323.142 = 92563.241 kN

Mn = Cc x 1383.403 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 70101.187 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=757.333) | = 0.0037 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 3000.00 - 100.00 = 2900.000 mm

c = 1867.345 mm, a = k1 x c = 1587.243 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2900.00-1867.34) / 1867.34 = 0.00166

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

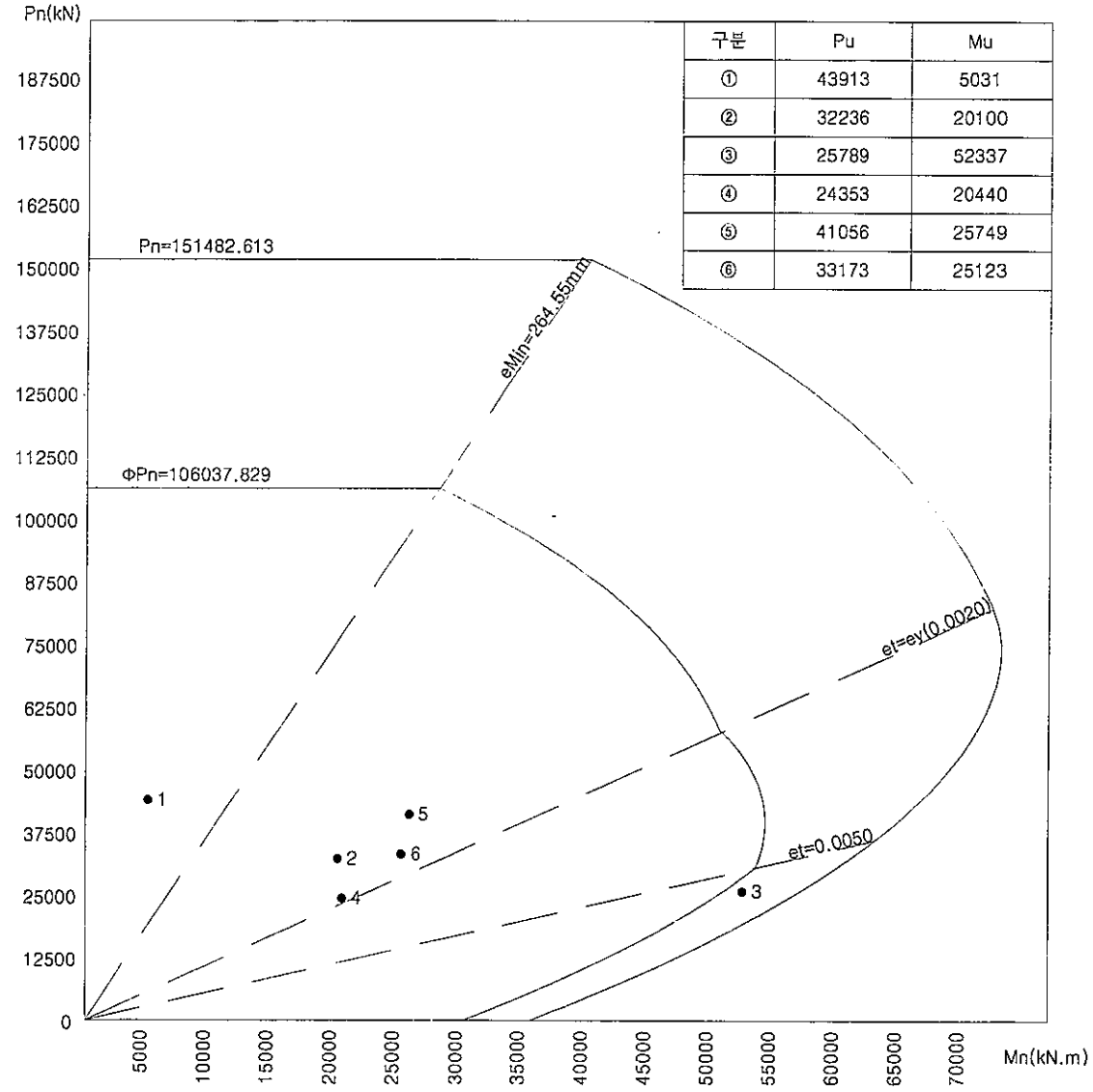
㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 151482.613 kN ≥ Pn = 92563.241 kN

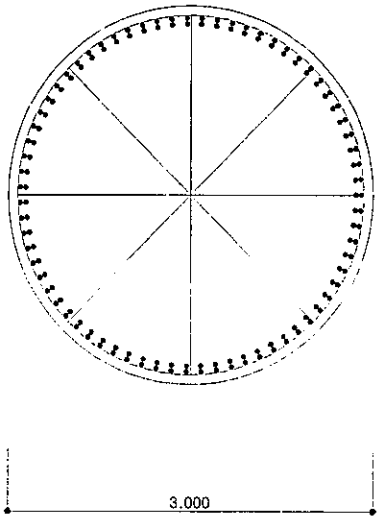
ΦPn = 0.70 x 92563.241 = 64794.268 kN ≥ Pu = 33173.114 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.757 = 49070.592 kN.m ≥ Mu = 25122.968 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	43913	5031
②	32236	20100
③	25789	52337
④	24353	20440
⑤	41056	25749
⑥	33173	25123



▣ 단면제원

R = 1500.000 mm
D = 2887.387 mm
Ag = 7068583.471 mm²
Aeff = 3534291.735 mm²

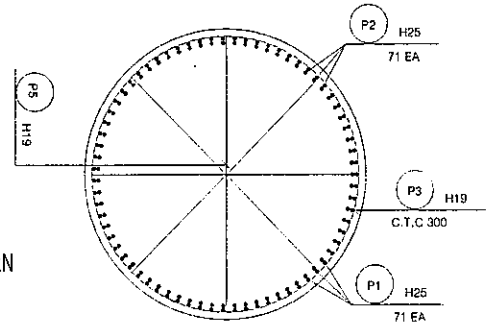
▣ 사용 철근

Ast = 71951.400 mm²
Puse = 0.01018
1단 : H25-71Ea
2단 : H25-71Ea

9.4 상시 전단설계

(1) 기둥에 발생하는 최대전단력 : ULO04 MAX, 『기둥부재력 집계』 참조

교축방향 V = 0.000 kN
교축직각방향 V = 976.690 kN
합성전단력 V = 976.690 kN
축방향력 P = 33525.069 kN



(2) 공칭전단력 Vn = Vc + Vs (Φ = 0.80)

Vn = Vmax / Φ = 976.690 / 0.80 = 1220.863 kN

(3) 압축부재에 의한 콘크리트 전단 Vc 및 필요철근 전단 Vs

① 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 d

h = 3000.000 mm d' = 112.613 mm

Zs = ∑(인장철근들의 면적 x 거리) / ∑(면적)

= 878.746 mm

d = h/2 + Zs

= 3000.000/2 + 878.746

= 2378.746 mm

② 압축부재의 콘크리트 전단력 Vc

Vc = 1/6 x (1 + Nu / 14Ag) x √(fck) x b x d

= 1/6 x { 1 + 33525.069 x 1000 / (14 x 7068583.471) } x √27.0
x 3000.000 x 2378.746

= 8273.837 kN

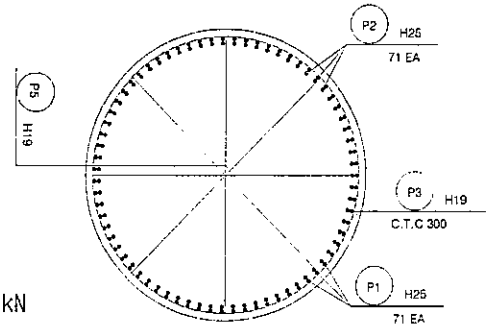
③ 필요철근 전단력 Vs

Vc/2 = 4136.918 kN ≥ Vn ≤ Vc = 8273.837 ∴ 전단 철근 필요 없음

9.5 지진시 전단설계

(1) 기둥에 발생하는 최대전단력 : ULB22 MAX, 『기둥부재력 집계』 참조

교축방향	V =	3983.000 kN
교축직각방향	V =	1176.000 kN
합성전단력	V =	4152.983 kN
축방향력	P =	25788.515 kN



(2) 공칭전단력 Vn = Vc + Vs (Φ = 1.00)

Vn = Vmax / Φ = 4152.983 / 1.00 = 4152.983 kN

(3) 압축부재에 의한 콘크리트 전단 Vc 및 필요철근 전단 Vs

① 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 d

h = 3000.000 mm d' = 112.613 mm

Zs = ∑(인장철근들의 면적 x 거리) / ∑(면적)

= 878.746 mm

d = h/2 + Zs

= 3000.000/2 + 878.746

= 2378.746 mm

② 압축부재의 콘크리트 전단력 Vc

Vc = 1/6 x (1 + Pu / 14Ag) x √fck x b x d

= 1/6 x { 1 + 25788.515 x 1000 / (14 x 7068583.471) } x √27.0 x 3000.000 x 2378.746

= 7790.681 kN

③ 필요철근 전단력 Vs

Vc/2 = 3895.341 kN ≤ Vn ≤ Vc = 7790.681 kN ∴ 최소 전단철근 필요

(4) 필요철근량 계산 Av

Av1 = 0.0625 x √27.0 x B x s / fy = 730.709 mm²

Av2 = 0.35 x B x s / fy = 787.500 mm²

Av = max(Av1, Av2) = 787.500 mm²

띠철근의 수직 간격 S = 300.0 mm, d = 2378.746 mm, fy = 400.0 MPa

사용철근량 : H19 x 2EA = 573.000 mm²

→ 1146.000 mm² ≥ 787.500 mm² ∴ 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,
450㎜ 중 가장 큰 값 이상이어야 한다.
- 기둥의 최대단면치수 D = 3000.0 ㎜
- 기둥 순높이의 1/6 = 12200.0 / 6 = 2033.3 ㎜
∴ 3000.0 ㎜ = 3.000 m

② 단부구역 및 소성힌지구역의 횡방향철근의 간격 [도로교설계기준 6.8.3.3]
횡방향철근의 간격은 부재최소단면치수의 1/4, 축방향 철근지름의 6배 이하이어야 한다.
- 기둥의 최대단면치수 D / 4 = 3000.0 / 4 = 750.0 ㎜
- 축방향 철근지름 6 x d = 6 x 25.0 = 150.0 ㎜
∴ 150.0 ㎜ = 0.150 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 ㎜ 작아서는 안된다.
- 기둥 치수의 0.5배 이상 연장 : 0.5 x D = 1500.0 ㎜
∴ 1500.0 ㎜ = 1.500 m

④ 단부구역 이외의 위치에서 겹침이음 적용시 횡방향 철근의 간격 [도로교설계기준 6.8.3.3]
- 기둥의 최소단면치수 D / 4 = 3000.0 / 4 = 750.0 ㎜
- 100.0 ㎜
∴ 750.0 ㎜ = 0.750 m

10. 기 초 설 계

10.1 교축직각방향

1) 기초 안정검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vx(kN)	My(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
SV005	30620.086	463.900	5742.669	37080.786	196528.166	6809.638	축력최대
SV007	29289.406	463.900	16360.682	35750.106	189475.562	17427.651	모멘트최대
SV021	29289.406	463.900	16360.682	35750.106	189475.562	17427.651	편심최대
SV022	25788.515	3146.110	48546.929	32249.215	170920.840	55782.982	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P + W, W = 10.600 x 10.600 x 2.300 x 25.000 = 6460.700 kN

Mr = ∑V x B/2, B = 10.600 m

My = M + P x e, e = -0.000 m

Mo = |My + Vx x h|, h = 2.300 mm

※ 말뚝검토시의 모멘트는 Mc = ∑V x e 를 적용한다, e = B/2 - (Mr-Mo)/∑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.

$\beta\lambda \le 1.0$

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)

= 279688.889 x 64 / (10.600 x 10.600) = 159310.154 kN/m³

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

Kv : 개 말뚝의 축방향 스프링정수 (= 279688.889 kN/m) , 『말뚝계산』 참조

L : 확대기초의 길이 (= 10.600 m)

B : 확대기초의 폭 (= 10.600 m)

n*m : 말뚝의 개수 (= 64 본)

E : 확대기초의 탄성계수 (= 27804000.000 kN/m²)

h : 확대기초의 평균두께 (= 2.300 m)

λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

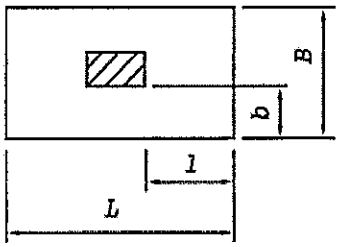
$\beta = \sqrt[4]{\{(3 \times 159310.154) / (27804000.000 \times 2.300^3)\}} = 0.194$ (m-1)

* 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우

λ = max(l,b) = max(3.800,3.800) = 3.800

다만, l ≥ L/20이면 l = L/2 = 5.300

b ≥ B/20이면 b = B/2 = 5.300



$\beta\lambda = 0.194 \times 3.800 = 0.737 \leq 1.0$, ∴ O.K

2) 기초 단면검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vx(kN)	My(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
UL001	43912.947	34.957	-3384.822	52311.857	277252.842	3304.421	축력최대
UL002	41055.558	34.957	-25568.179	49454.468	262108.680	25487.778	모멘트최대
UE002	33173.114	34.957	-24942.043	39633.814	210059.214	24861.642	편심최대
UL022	25788.515	3146.110	48546.929	32249.215	170920.840	55782.982	지진시
SV005	30620.086	463.900	5742.669	37080.786	196528.166	6809.638	축력최대
SV007	29289.406	463.900	16360.682	35750.106	189475.562	17427.651	모멘트최대
SV021	29289.406	463.900	16360.682	35750.106	189475.562	17427.651	편심최대
SV022	25788.515	3146.110	48546.929	32249.215	170920.840	55782.982	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P + W, W = 10.600 x 10.600 x 2.300 x 25.000 x 하중계수

Mr = ∑V x B/2, B = 10.600 m

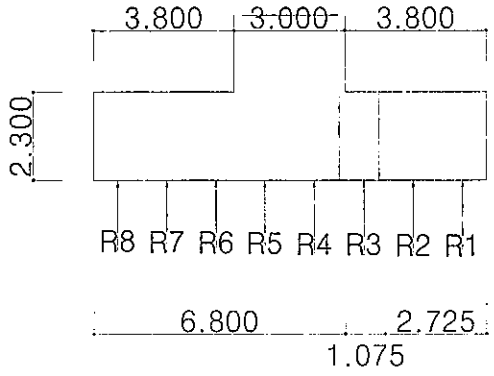
My = M + P x e, e = -0.000 m

Mo = |My + Vx x h|, h = 2.300 mm

※ 말뚝검토시의 모멘트는 Mc = ∑V x e 를 적용한다, e = B/2 - (Mr-Mo)/∑V

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 기초의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 8본

R2 = Ru2 x 8본

R3 = Ru3 x 8본

R4 = Ru4 x 8본

R5 = Ru5 x 8본

R6 = Ru6 x 8본

R7 = Ru7 x 8본

R8 = Ru8 x 8본

구 분	R1	R2	R3	R4	R5	R6	R7	R8
SV005	5094.877	4963.512	4832.146	4700.781	4569.416	4438.05	4306.685	4175.319
SV007	5584.637	5265.816	4946.995	4628.174	4309.353	3990.532	3671.711	3352.89
SV021	5584.637	5265.816	4946.995	4628.174	4309.353	3990.532	3671.711	3352.89
SV022	7685.876	6641.669	5597.462	4553.255	3509.048	2464.842	1420.635	376.428
UL001	6746.104	6686.926	6627.749	6568.571	6509.393	6450.216	6391.038	6331.86
UL002	7759.655	7308.842	6858.028	6407.215	5956.402	5505.589	5054.775	4603.962
UE002	6493.384	6053.625	5613.866	5174.106	4734.347	4294.588	3854.829	3415.07
UL022	7685.876	6641.669	5597.462	4553.255	3509.048	2464.842	1420.635	376.428

㉮ 기초자중에 의한 단면력

Vb = 2.725 x 2.300 x 10.600 x 25.000 = 1660.888 kN

Ma = 3.971 x 2.300 x 10.600 x 25.000 x 3.971/2 = 4805.554 kN.m

㉯ 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = R1+ R2

Ma = R1 x -3.326+ R2 x -1.996+ R3 x -0.666

㉰ 사용하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		사용하중 단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)	
SV005	10058.389	30070.941	8397.502	25265.387	
SV007	10850.452	32379.768	9189.565	27574.214	
SV021	10850.452	32379.768	9189.565	27574.214	
SV022	14327.544	42547.903	12666.657	37742.348	

※ 사용하중단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력

㉱ 계수하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		계수단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)	
UL001	13433.030	40198.727	11273.876	33951.506	
UL002	15068.497	44964.508	12909.343	38717.287	
UE002	12547.009	37418.865	10886.121	32613.310	
UL022	14327.544	42547.903	12666.657	37742.348	

※ 계수단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력 x 사하중계수

1) 단면 검토 : 교직-지점부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
10600.0	2300.0	2116.4	150.0	38717.3	12909.3

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 82227.200 x 400.00 = 32890880.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 10600.000 = 243270.000 x a

T = C 이므로, a = 135.203 mm, c = 135.203 / β1 = 135.203 / 0.85 = 159.063 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2150.00 - 159.063) / 159.063 = 0.03755

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 54979.753 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 82227.2 mm² (철근도심 : 183.6 mm), [사용률 = 1.496]

1단 : H29 - 85.0 EA (= 54604.0 mm²)

2단 : H29 - 43.0 EA (= 27623.2 mm²)

* 철근비 검토

As,temp = 0.0015 x 10600.0 x 1200.0 = 19080.000 mm²

As,req = 54979.753 mm²

ρmin = Max(54979.753, 19080.000) / bd = 0.00245

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00367

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 135.203 mm

ΦMn = 0.85 x 82227.200 x 400 x (2116.41 - a/2) = 57278.940 kN.m

≥ Mu (= 38717.287 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.479]

* 전단에 대한 검토 (d = 2116.41 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 10600.00 x 2116.41 = 15542.666 kN

≥ Vu (= 12909.343 kN) , 전단보강 불필요.

- 수평철근 검토

* 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

단, 단위M당 1800 mm² 이하

사용철근량 : H29 - 85 EA
H29 - 43 EA
H29 - 43 EA = 109850.400 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 2300.0 x 10600.0 = 36570.0 ㎟ < 109850.4 ㎟
(109850.400 / 10.600) = 10363.245 ㎟ > (1800 ㎟)

필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,은도 철근 단면적을 단위 m당
1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

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

사용철근량 : H29 - 43 EA = 27623.200 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 27623.200 ㎟ ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

$fs = M / [As \times (d - \chi/3)] = 27574.214 \times 1000000 / [82227.200 \times (2116.406 - 428.187/3)]$
$= 169.907$ MPa

$\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$
$= -7x82227.200/10600.0 + 7x82227.200/10600.0 \times \sqrt{[(1 + 2x10600.0x2116.4/(7x82227.200)]}$
$= 428.187$ ㎜

사용철근량 = 82227.2 ㎟ (철근도심 : 183.6 ㎜)
1단 : H29 - 85.0 EA (= 54604.0 ㎟)
2단 : H29 - 43.0 EA (= 27623.2 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 150.00 - 29/2 = 135.50 ㎜
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 169.91) - 2.5 x 135.50 = 124.74 ㎜
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 169.91) = 370.79 ㎜
Sa는 작은 값인 124.74 ㎜ 를 적용
S = 10600.00 / 85.0 EA = 124.71 ≤ Sa (= 124.74 ㎜) ∴ O.K

10.2 교축방향

1) 기초 안정검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vy(kN)	Mx(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
SVB16	30620.086	598.379	-9713.514	37080.786	196528.166	8337.243	축력최대
SVB14	25788.515	695.737	-11107.233	32249.215	170920.840	9507.038	모멘트최대
SVB14	25788.515	695.737	-11107.233	32249.215	170920.840	9507.038	편심최대
SVB22	25788.515	3983.000	52134.540	32249.215	170920.840	61295.440	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

$\sum V = P + W$, $W = 10.600 \times 10.600 \times 2.300 \times 25.000 = 6460.700$ kN

$Mr = \sum V \times B/2$, $B = 10.600$ m

$Mx = M + P \times e$, $e = 0.000$ m

$Mo = |Mx + Vy \times h|$, $h = 2.300$ m

※ 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

2) 기초 단면검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vy(kN)	Mx(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
ULB01	43912.947	0.000	-125.868	52311.857	277252.842	125.868	축력최대
ULB14	32235.643	869.671	-13884.041	40311.518	213651.045	11883.798	모멘트최대
UEB14	24353.199	869.671	-13864.103	30490.864	161601.579	11863.860	편심최대
ULB22	25788.515	3983.000	52134.540	32249.215	170920.840	61295.440	지진시
SVB16	30620.086	598.379	-9713.514	37080.786	196528.166	8337.243	축력최대
SVB14	25788.515	695.737	-11107.233	32249.215	170920.840	9507.038	모멘트최대
SVB14	25788.515	695.737	-11107.233	32249.215	170920.840	9507.038	편심최대
SVB22	25788.515	3983.000	52134.540	32249.215	170920.840	61295.440	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

$\sum V = P + W$, $W = 10.600 \times 10.600 \times 2.300 \times 25.000 \times$ 하중계수

$Mr = \sum V \times B/2$, $B = 10.600$ m

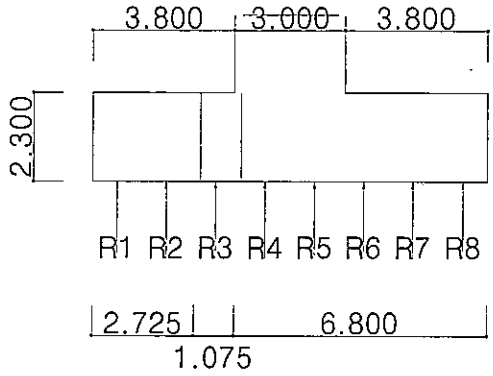
$Mx = M + P \times e$, $e = 0.000$ m

$Mo = |Mx + Vy \times h|$, $h = 2.300$ m

※ 말뚝검토시의 모멘트는 $Mc = \sum V \times e$ 를 적용한다, $e = B/2 - (Mr-Mo)/\sum V$

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 기초의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 8본
R2 = Ru2 x 8본
R3 = Ru3 x 8본
R4 = Ru4 x 8본
R5 = Ru5 x 8본
R6 = Ru6 x 8본
R7 = Ru7 x 8본
R8 = Ru8 x 8본

구 분	R1	R2	R3	R4	R5	R6	R7	R8
SVB16	5200.577	5039.011	4877.446	4715.881	4554.316	4392.75	4231.185	4069.62
SVB14	4677.099	4492.543	4307.986	4123.43	3938.874	3754.317	3569.761	3385.205
SVB14	4677.099	4492.543	4307.986	4123.43	3938.874	3754.317	3569.761	3385.205
SVB22	8083.459	6925.657	5767.855	4610.053	3452.251	2294.449	1136.647	-21.155
ULB01	6546.76	6544.537	6542.315	6540.093	6537.871	6535.649	6533.427	6531.205
ULB14	5846.374	5615.678	5384.983	5154.287	4923.592	4692.897	4462.201	4231.506
UEB14	4617.56	4387.217	4156.873	3926.53	3696.186	3465.843	3235.499	3005.156
ULB22	8083.459	6925.657	5767.855	4610.053	3452.251	2294.449	1136.647	-21.155

㉠ 기초자중에 의한 단면력

Vb = 2.725 x 2.300 x 10.600 x 25.000 = 1660.888 kN

Ma = 3.971 x 2.300 x 10.600 x 25.000 x 3.971/2 = 4805.554 kN.m

㉡ 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = R1+ R2

Ma = R1 x 3.326+ R2 x 1.996+ R3 x 0.666

㉢ 사용하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		사용하중 단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)	
SVB16	10239.588	30603.364	8578.701	25797.810	
SVB14	9169.642	27392.266	7508.754	22586.712	
SVB14	9169.642	27392.266	7508.754	22586.712	
SVB22	15009.115	44550.585	13348.228	39745.031	

※ 사용하중단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력

㉣ 계수하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		계수단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)	
ULB01	13091.297	39194.601	10932.143	32947.381	
ULB14	11462.052	34240.332	9385.943	28233.389	
UEB14	9004.777	26883.367	7426.934	22318.090	
ULB22	15009.115	44550.585	13348.228	39745.031	

※ 계수단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력 x 사하중계수

1) 단면 검토 : 교축방향

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
10600.0	2300.0	2116.4	150.0	39745.0	13348.2

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 82227.200 x 400.00 = 32890880.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 10600.000 = 243270.000 x a

T = C 이므로, a = 135.203 mm, c = 135.203 / β1 = 135.203 / 0.85 = 159.063 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2150.00 - 159.063) / 159.063 = 0.03755

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 56472.645 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 82227.2 mm² (철근도심 : 183.6 mm), [사용률 = 1.456]

1단 : H29 - 85.0 EA (= 54604.0 mm²)

2단 : H29 - 43.0 EA (= 27623.2 mm²)

* 철근비 검토

As,temp = 0.0015 x 10600.0 x 1200.0 = 19080.000 mm²

As,req = 56472.645 mm²

ρmin = Max(56472.645, 19080.000) / bd = 0.00252

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00367

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 135.203 mm

ΦMn = 0.85 x 82227.200 x 400 x (2116.41 - a/2) = 57278.940 kN.m

≥ Mu (= 39745.031 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.441]

* 전단에 대한 검토 (d = 2116.41 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 10600.00 x 2116.41 = 15542.666 kN

≥ Vu (= 13348.228 kN) , 전단보강 불필요.

- 수평철근 검토

* 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

단, 단위M당 1800 mm² 이하

사용철근량 : H29 - 85 EA
H29 - 43 EA
H29 - 43 EA = 109850.400 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 2300.0 x 10600.0 = 36570.0 ㎟ < 109850.4 ㎟
(109850.400 / 10.600) = 10363.245 ㎟ > (1800 ㎟)

필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당
1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

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

사용철근량 : H29 - 43 EA = 27623.200 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 27623.200 ㎟ ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

$fs = M / [As \times (d - \chi/3)] = 25797.810 \times 1000000 / [82227.200 \times (2116.406 - 428.187/3)]$
$= 158.961$ MPa

$\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$
$= -7x82227.200/10600.0 + 7x82227.200/10600.0 \times \sqrt{[(1 + 2x10600.0x2116.4/(7x82227.200)]}$
$= 428.187$ mm

사용철근량 = 82227.2 ㎟ (철근도심 : 183.6 mm)
1단 : H29 - 85.0 EA (= 54604.0 ㎟)
2단 : H29 - 43.0 EA (= 27623.2 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

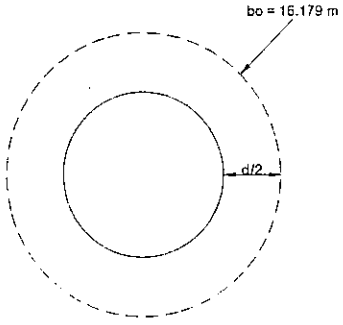
Cc = 150.00 - 29/2 = 135.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 158.96) - 2.5 x 135.50 = 156.65 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 158.96) = 396.32 mm
Sa는 작은 값인 156.65 mm 를 적용
S = 10600.00 / 85.0 EA = 124.71 ≤ Sa (= 156.65 mm) ∴ O.K

11. 기초 2방향전단(펀칭) 검토

1) 최대 연직하중(Vu) : -43912.947 kN

2) PUNCHING SHEAR 검토위치 : 기둥전면 d/2

3) 위험단면 길이(bo) = 16.179 m



4) 콘크리트가 부담하는 전단강도

※ βc = 1.000, αs = 40

① Vc1 = 1/6 x (1 + 2/βc) x $\sqrt{}$(Fck) x bo x d
= 1/6 x (1 + 2/1.00) x $\sqrt{}$(27) x 16.179 x 2.150
= 90374.822 kN

② Vc2 = 1/6 x (1 + ($\alpha s \cdot d$)/(2 · bo)) x $\sqrt{}$(Fck) x bo x d
= 1/6 x (1 + (40 · 2.150)/(2 · 16.179)) x $\sqrt{}$(27) x 16.179 x 2.150
= 110188.989 kN

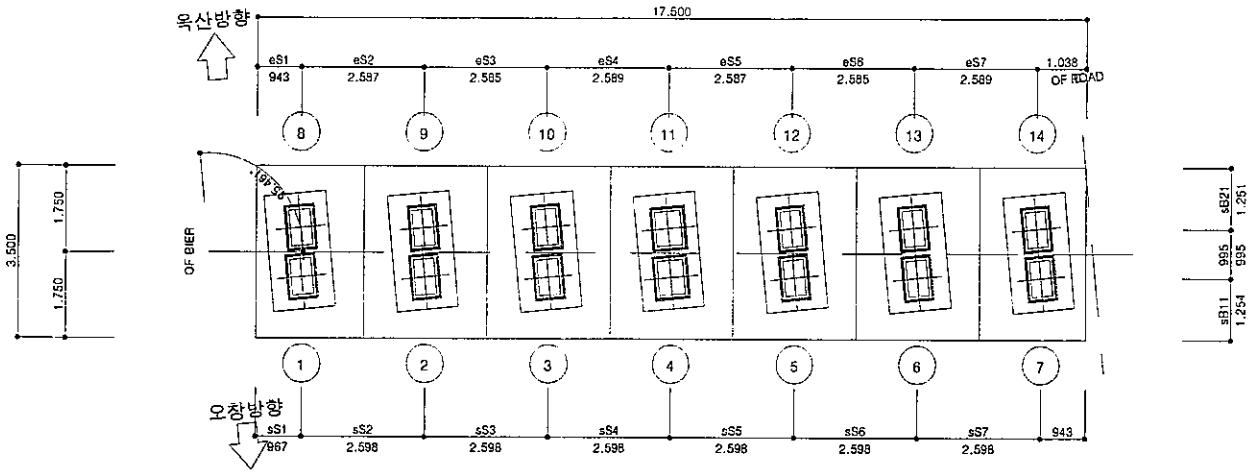
③ Vc3 = 1/3 x $\sqrt{}$(Fck) x bo x d
= 1/3 x $\sqrt{}$(27) x 16.179 x 2.150
= 60249.881 kN

--------- 이중 작은 값 사용

∴ 콘크리트가 부담하는 전단강도(ϕVc) = 0.80 x 60249.881 = 48199.905 kN

※ ΦVc > Vu ---------- O.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 x 50.190 = 450.950 mm

㉡ 후열

- 거더의 경간길이가 100m 이하이므로 S = 200 + 5.0L

S = 200 + 5.0 x 50.004 = 450.020 mm

② 실제 연단거리

구 분	필요연단	받침 규격		연단거리	비 고
		교축방향	직각방향		
1	450.950	730.000	430.000	718.627	O.K
2	450.950	730.000	430.000	870.305	O.K
3	450.950	730.000	430.000	870.262	O.K
4	450.950	700.000	550.000	879.462	O.K
5	450.950	730.000	430.000	870.177	O.K
6	450.950	730.000	430.000	870.134	O.K
7	450.950	730.000	430.000	693.849	O.K
8	450.020	730.000	430.000	694.647	O.K
9	450.020	730.000	430.000	867.975	O.K
10	450.020	730.000	430.000	851.616	O.K
11	450.020	700.000	550.000	877.195	O.K
12	450.020	730.000	430.000	867.854	O.K
13	450.020	730.000	430.000	851.495	O.K
14	450.020	730.000	430.000	789.146	O.K

12.2 최소 받침지지 길이 검토

① 최소 받침지지 길이

- 사각이 84.5° 이므로 받침선과 교축직각방향의 사잇각은 5.46°

$N = (200 + 1.67 \times L + 6.66 \times H) \times (1 + 0.000125 \times \Theta^2)$ mm

$= (200 + 1.67 \times 100.071 + 6.66 \times 15.943) \times (1 + 0.000125 \times 5.46^2)$

$= 475.063$ mm

② 실제 받침지지 길이

$N1 = 1758 - 0 - 50 = 1708$ mm ≥ 475 mm $\therefore$ O.K

12.3 교량받침 수직력, 수평력 검토

구 분	수직력			수평력		
	허용값	상부반력	비 고	허용값	탄성지진력	비 고
SHOE 1	2000.000	1789.186	O.K	310.586	249.260	O.K
SHOE 2	2000.000	1754.220	O.K	310.586	247.640	O.K
SHOE 3	2000.000	1712.672	O.K	310.586	246.300	O.K
SHOE 4	2000.000	1690.819	O.K	310.586	246.020	O.K
SHOE 5	2000.000	1679.620	O.K	310.586	246.840	O.K
SHOE 6	2000.000	1674.255	O.K	310.586	247.810	O.K
SHOE 7	2000.000	1637.172	O.K	310.586	248.840	O.K
SHOE 8	2000.000	1792.814	O.K	310.586	255.400	O.K
SHOE 9	2000.000	1753.717	O.K	310.586	253.900	O.K
SHOE 10	2000.000	1710.921	O.K	310.586	252.470	O.K
SHOE 11	2000.000	1692.179	O.K	310.586	251.210	O.K
SHOE 12	2000.000	1679.324	O.K	310.586	250.650	O.K
SHOE 13	2000.000	1675.298	O.K	310.586	251.150	O.K
SHOE 14	2000.000	1633.693	O.K	310.586	252.070	O.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	1789.186	187.414	143.226	1683.966	1697.034	
2	1754.220	186.195	143.263	1683.965	2029.186	
3	1712.672	185.188	143.301	1683.964	2029.186	
4	1690.819	184.977	264.229	1803.963	1999.186	
5	1679.620	185.594	143.188	1683.962	2029.186	
6	1674.255	186.323	143.053	1683.962	2029.186	
7	1637.172	187.098	142.887	1683.961	1672.734	
8	1792.814	192.030	176.782	1681.467	1672.734	
9	1753.717	190.902	176.789	1681.468	2023.297	
10	1710.921	189.827	176.782	1665.147	2022.321	
11	1692.179	188.880	264.229	1801.470	1994.272	
12	1679.324	188.459	176.549	1681.471	2023.297	
13	1675.298	188.835	176.316	1665.150	2022.321	
14	1633.693	189.526	176.060	1681.472	1767.705	

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	2802.848	4369.200	O.K	2728.194	3773.400	O.K
2	2761.652	4369.200	O.K	2745.040	3773.400	O.K
3	2715.145	4369.200	O.K	2699.084	3773.400	O.K
4	2720.550	4369.200	O.K	3319.221	3773.400	O.K
5	2684.857	4369.200	O.K	2661.733	3773.400	O.K
6	2683.626	4369.200	O.K	2655.020	3773.400	O.K
7	2651.415	4369.200	O.K	2549.094	3773.400	O.K
8	2830.620	4369.200	O.K	2904.268	3773.400	O.K
9	2785.891	4369.200	O.K	2930.738	3773.400	O.K
10	2728.657	4369.200	O.K	2883.145	3773.400	O.K
11	2742.283	4369.200	O.K	3318.821	3773.400	O.K
12	2699.128	4369.200	O.K	2846.743	3773.400	O.K
13	2688.289	4369.200	O.K	2840.974	3773.400	O.K
14	2660.168	4369.200	O.K	2777.017	3773.400	O.K

③ 교량받침 콘크리트 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	1041.186	6156.600	O.K	795.698	6156.600	O.K
2	1034.419	6156.600	O.K	795.906	6156.600	O.K
3	1028.822	6156.600	O.K	796.115	6156.600	O.K
4	1027.652	5759.400	O.K	1467.941	5759.400	O.K
5	1031.078	6156.600	O.K	795.489	6156.600	O.K
6	1035.129	6156.600	O.K	794.737	6156.600	O.K
7	1039.432	6156.600	O.K	793.818	6156.600	O.K
8	1066.834	6156.600	O.K	982.122	6156.600	O.K
9	1060.568	6156.600	O.K	982.164	6156.600	O.K
10	1054.595	6156.600	O.K	982.122	6156.600	O.K
11	1049.332	5759.400	O.K	1467.941	5759.400	O.K
12	1046.992	6156.600	O.K	980.827	6156.600	O.K
13	1049.081	6156.600	O.K	979.532	6156.600	O.K
14	1052.924	6156.600	O.K	978.112	6156.600	O.K

12.5 교량받침 하면 보강 : 교량받침 8

① 교량받침에 작용하는 하중

- 연직하중 : 최대반력

P = 1792.814 kN

- 교축방향 수평하중 : 탄성지진력, 온도변화의 영향

$\delta = \alpha \times \Delta T \times L$

$= 0.000010 \times 25.0 \times 50.0$

$= 0.012501$ m

Ph = kh x δ : kh 탄성받침의 전단탄성계수, δ 상부구조의 신축량

$= 2875.800 \times 0.012501$

$= 35.950$ kN/m

Hx1 = 35.950 / 1.15 = 31.261 kN

Hx2 = 255.400 / 1.33 = 192.030 kN

☞ 수평력은 Hx1, Hx2 중 큰 값인 192.030 kN를 적용한다.

- 교축직각방향 수평하중 : 탄성지진력, 풍하중의 영향

Hy1 = 0 kN : 가동단 받침이므로 풍하중은 적용되지 않는다.

Hy2 = 235.120 / 1.33 = 176.782 kN

☞ 수평력은 Hy1, Hy2 중 큰 값인 176.782 kN를 적용한다.

② 연직하중에 대한 보강

b1x = 730.000 mm b1y = 430.000 mm

b2x = 1251.467 mm b2y = 942.734 mm

bcx = 2 x b2x = 2502.934 mm < 5 x b1x = 3650.000 mm

bcy = 2 x b2y = 1885.469 mm < 5 x b1y = 2150.000 mm

$Asx1 = 1/4 \times (1 - b1x/bcx) \times P/fsa$

$= 1/4 \times (1 - 730.000/2502.934) \times 1792.814 \times 10^3 / 180.000$

$= 1763.786$ mm²

$Asy1 = 1/4 \times (1 - b1y/bcy) \times P/fsa$

$= 1/4 \times (1 - 430.000/1885.469) \times 1792.814 \times 10^3 / 180.000$

$= 1922.146$ mm²

③ 수평하중에 대한 보강

Asx2 = Hx/fsa

$= 192.030 \times 10^3 / 180.000$

$= 1066.834$ mm²

Asy2 = Hy/fsa

$= 176.782 \times 10^3 / 180.000$

$= 982.122$ mm²

④ 철근 보강 범위

- 교축직각방향 철근보강 범위

Bxo = b1x + b2y = 730.000 + 942.734 = 1672.734 mm

- 교축방향 철근보강 범위

Byo = b1y + b2x = 430.000 + 1251.467 = 1681.467 mm

⑤ 철근량 산정

- 교축직각방향

Asy = Asy1 + Asy2 = 1922.146 + 982.122 = 2904.268 ㎟

Bxo = 1672.734 ㎜ 범위내에서 H16 - 19 EA

As = 198.600 x 19 = 3773.400 ㎟ ∴ O.K

- 교축방향

Asx = Asx1 + Asx2 = 1763.786 + 1066.834 = 2830.620 ㎟

Byo = 1681.467 ㎜ 범위내에서 H16 - 22 EA

As = 198.600 x 22 = 4369.200 ㎟ ∴ O.K

12.6 교량받침 콘크리트 보강 : 교량받침 8

① 교축직각방향

As2 = Hy/fsa = 176.782 x 10^3 / 180.000 = 982.122 ㎟

사용철근 : H16 - 20 EA + H16 - 11 EA

As = 198.600 x 20 + 198.600 x 11 = 6156.600 ㎟ ∴ O.K

② 교축방향

As1 = Hx/fsa = 192.030 x 10^3 / 180.000 = 1066.834 ㎟

사용철근 : H16 - 20 EA + H16 - 11 EA

As = 198.600 x 20 + 198.600 x 11 = 6156.600 ㎟ ∴ O.K

13. PILE 교축직각방향 검토

1) 설계조건

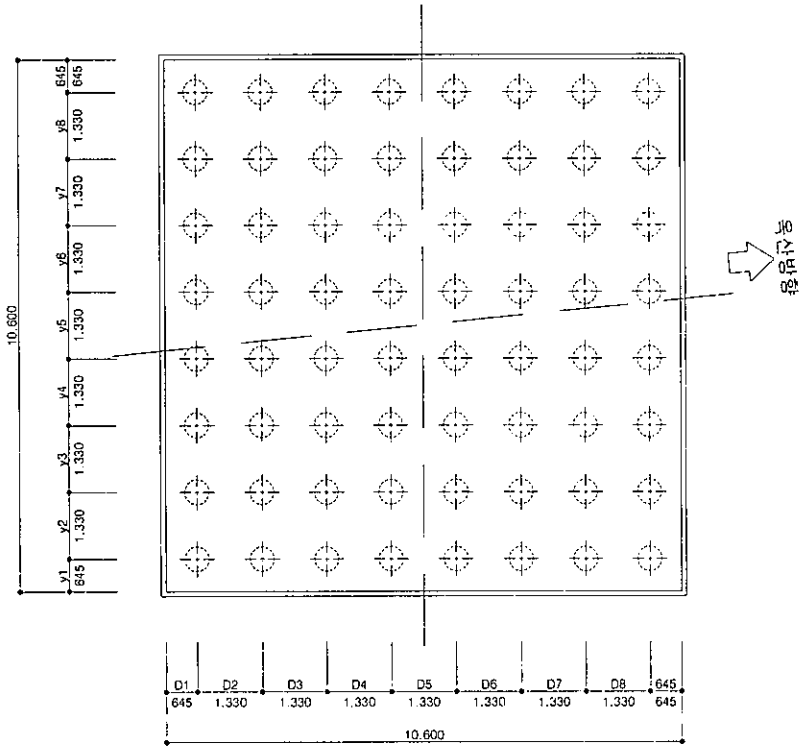
① 말뚝의 제원

말뚝 종류	직경(mm)	두께(mm)	종별	길이(m)
내부굴착PC.PHC말뚝	500	80	A	8.100

※ 말뚝길이는 기초평면에 묻힌 100mm는 제외한 길이로 계산한다.

콘크리트 설계기준강도 fck = 80.0 MPa
콘크리트 탄성계수 Ep = 40000.0 MPa
유효프리스트레스 fce = 4.1 MPa
콘크리트 환산단면적 Ae = 0.109 m^2
환산 단면2차모멘트 Ie = 0.0025 m^4
환산 단면계수 Ze = 0.0099 m^3
말뚝 머리의 평균 N치 N = 10
말뚝 선단의 평균 N치 N = 50
말뚝 선단의 근입깊이 Df = 1.0 m
원지반으로부터 돌출된 길이 h = 0.0 m

② 말뚝의 배치



2) 말뚝도심에서의 작용하중

구 분		Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	비 고
사용하중	COMBO 1	37080.786	463.900	6809.638	SV005
	COMBO 2	35750.106	463.900	17427.651	SV007
	COMBO 3	35750.106	463.900	17427.651	SV021
	COMBO 4	32249.215	3146.110	55782.982	SV022
계수하중	COMBO 1	52311.857	34.957	3304.421	UL001
	COMBO 2	49454.468	34.957	25487.778	UL002
	COMBO 3	39633.814	34.957	24861.642	UE002
	COMBO 4	32249.215	3146.110	55782.982	UL022

3) 말뚝의 특성치 계산

① 말뚝의 축방향 스프링정수

Ap = Ae = 0.1085 ㎡ ; 말뚝의 환산단면적

a = 0.010 x (L/D) + 0.36 = 0.522

Kv = a x Ap x Ep / L = 279688.889 kN/m ; 말뚝의 축방향 스프링정수

② 말뚝의 축직각방향 스프링정수

: 1/β 가정된 값이 계산된 값과 일치할 때까지 반복 계산

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

α = 1 (평상시), 2 (지진시)

Eo = 1200 x N = 1200 x 10 = 12000 kN/㎡

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

가) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 평상시

가정된 1/β (m)	계산치 1/β (m)	Kh(kN/㎥)
0.500	2.322	27269.26
2.322	2.681	15331.97
2.681	2.718	14526.25
2.718	2.721	14452.92
2.721	2.722	14446.06
2.722	2.722	14445.42
2.722	2.722	14445.36

Kh = 14445.35 kN/㎥

β = 0.367 m-1

βL = 0.367 x 8.1000 = 2.976 < 3 ∴ 유한장 말뚝으로 설계한다.

나) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 지진시

가정된 1/β (m)	계산치 1/β (m)	Kh(kN/㎥)
0.500	1.952	54538.53
1.952	2.218	32722.73
2.218	2.245	31192.54
2.245	2.248	31052.80
2.248	2.248	31039.74
2.248	2.248	31038.51
2.248	2.248	31038.40

Kh = 31038.39 kN/㎥

β = 0.445 m-1

βL = 0.445 x 8.1000 = 3.603 ≥ 3 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

4) 말뚝의 변위 및 부재력

① 말뚝머리 고정일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	19657.232	34885.956	$4EI\beta^3$	kN/m
K2	26749.559	39210.478	$2EI\beta^2$	kN/rad
K3	26749.559	39210.478	$2EI\beta^2$	kN/rad
K4	72801.594	88142.151	$2EI\beta$	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	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	1258062.8	2232701.2
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{\left(K_v - K_1\right)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	-1711971.8	-2509470.6
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	17900088.9	17900088.9
Aya,Aay	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i + K_2\sin\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	170892505.0	171874300.6
일반식	$\begin{bmatrix}\delta_x\\ \delta_y\\ \alpha\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}A_{xx} & A_{xy} & A_{xa}\\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya}\\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa}\end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix}H_o\\ V_o\\ M_o\end{bmatrix}$		

구 분	사용하중			구 분	계수하중		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)		δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	0.0004288	0.0020715	0.0000441	COMBO 1	0.0000548	0.0029224	0.0000199
COMBO 2	0.0005145	0.0019972	0.0001071	COMBO 2	0.0002339	0.0027628	0.0001515
COMBO 3	0.0005145	0.0019972	0.0001071	COMBO 3	0.0002289	0.0022142	0.0001478
COMBO 4	0.0018035	0.0018016	0.0003509	COMBO 4	0.0018035	0.0018016	0.0003509

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 1.803 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ O.K

다) 말뚝의 작용력과 말뚝머리에서의 반력

▣ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

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

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

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0004288	0.0022770	0.0000441	636.860	7.248	-8.257
	2	0.0004288	0.0022183	0.0000441	620.439	7.248	-8.257
	3	0.0004288	0.0021596	0.0000441	604.018	7.248	-8.257
	4	0.0004288	0.0021009	0.0000441	587.598	7.248	-8.257
	5	0.0004288	0.0020422	0.0000441	571.177	7.248	-8.257
	6	0.0004288	0.0019835	0.0000441	554.756	7.248	-8.257
	7	0.0004288	0.0019248	0.0000441	538.336	7.248	-8.257
	8	0.0004288	0.0018661	0.0000441	521.915	7.248	-8.257
COMBO 2	1	0.0005145	0.0024959	0.0001071	698.080	7.248	-5.964
	2	0.0005145	0.0023534	0.0001071	658.227	7.248	-5.964
	3	0.0005145	0.0022109	0.0001071	618.374	7.248	-5.964
	4	0.0005145	0.0020684	0.0001071	578.522	7.248	-5.964
	5	0.0005145	0.0019260	0.0001071	538.669	7.248	-5.964
	6	0.0005145	0.0017835	0.0001071	498.816	7.248	-5.964
	7	0.0005145	0.0016410	0.0001071	458.964	7.248	-5.964
	8	0.0005145	0.0014985	0.0001071	419.111	7.248	-5.964
COMBO 3	1	0.0005145	0.0024959	0.0001071	698.080	7.248	-5.964
	2	0.0005145	0.0023534	0.0001071	658.227	7.248	-5.964
	3	0.0005145	0.0022109	0.0001071	618.374	7.248	-5.964
	4	0.0005145	0.0020684	0.0001071	578.522	7.248	-5.964
	5	0.0005145	0.0019260	0.0001071	538.669	7.248	-5.964
	6	0.0005145	0.0017835	0.0001071	498.816	7.248	-5.964
	7	0.0005145	0.0016410	0.0001071	458.964	7.248	-5.964
	8	0.0005145	0.0014985	0.0001071	419.111	7.248	-5.964
COMBO 4	1	0.0018035	0.0034350	0.0003509	960.734	49.158	-39.788
	2	0.0018035	0.0029683	0.0003509	830.209	49.158	-39.788
	3	0.0018035	0.0025016	0.0003509	699.683	49.158	-39.788
	4	0.0018035	0.0020350	0.0003509	569.157	49.158	-39.788
	5	0.0018035	0.0015683	0.0003509	438.631	49.158	-39.788
	6	0.0018035	0.0011016	0.0003509	308.105	49.158	-39.788
	7	0.0018035	0.0006349	0.0003509	177.579	49.158	-39.788
	8	0.0018035	0.0001682	0.0003509	47.054	49.158	-39.788

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0000548	0.0030150	0.0000199	843.263	0.546	-0.019
	2	0.0000548	0.0029886	0.0000199	835.866	0.546	-0.019
	3	0.0000548	0.0029621	0.0000199	828.469	0.546	-0.019
	4	0.0000548	0.0029357	0.0000199	821.071	0.546	-0.019
	5	0.0000548	0.0029092	0.0000199	813.674	0.546	-0.019
	6	0.0000548	0.0028828	0.0000199	806.277	0.546	-0.019
	7	0.0000548	0.0028563	0.0000199	798.880	0.546	-0.019
	8	0.0000548	0.0028299	0.0000199	791.483	0.546	-0.019
COMBO 2	1	0.0002339	0.0034680	0.0001515	969.957	0.546	4.771
	2	0.0002339	0.0032665	0.0001515	913.605	0.546	4.771
	3	0.0002339	0.0030650	0.0001515	857.254	0.546	4.771
	4	0.0002339	0.0028635	0.0001515	800.902	0.546	4.771
	5	0.0002339	0.0026621	0.0001515	744.550	0.546	4.771
	6	0.0002339	0.0024606	0.0001515	688.199	0.546	4.771
	7	0.0002339	0.0022591	0.0001515	631.847	0.546	4.771
	8	0.0002339	0.0020576	0.0001515	575.495	0.546	4.771
COMBO 3	1	0.0002289	0.0029021	0.0001478	811.673	0.546	4.636
	2	0.0002289	0.0027055	0.0001478	756.703	0.546	4.636
	3	0.0002289	0.0025090	0.0001478	701.733	0.546	4.636
	4	0.0002289	0.0023124	0.0001478	646.763	0.546	4.636
	5	0.0002289	0.0021159	0.0001478	591.793	0.546	4.636
	6	0.0002289	0.0019194	0.0001478	536.823	0.546	4.636
	7	0.0002289	0.0017228	0.0001478	481.854	0.546	4.636
	8	0.0002289	0.0015263	0.0001478	426.884	0.546	4.636
COMBO 4	1	0.0018035	0.0034350	0.0003509	960.734	49.158	-39.788
	2	0.0018035	0.0029683	0.0003509	830.209	49.158	-39.788
	3	0.0018035	0.0025016	0.0003509	699.683	49.158	-39.788
	4	0.0018035	0.0020350	0.0003509	569.157	49.158	-39.788
	5	0.0018035	0.0015683	0.0003509	438.631	49.158	-39.788
	6	0.0018035	0.0011016	0.0003509	308.105	49.158	-39.788
	7	0.0018035	0.0006349	0.0003509	177.579	49.158	-39.788
	8	0.0018035	0.0001682	0.0003509	47.054	49.158	-39.788

▣ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

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

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

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

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	4.655	0	636.860	7.248	-8.257	8
	2	3.325	0	620.439	7.248	-8.257	8
	3	1.995	0	604.018	7.248	-8.257	8
	4	0.665	0	587.598	7.248	-8.257	8
	5	-0.665	0	571.177	7.248	-8.257	8
	6	-1.995	0	554.756	7.248	-8.257	8
	7	-3.325	0	538.336	7.248	-8.257	8
	8	-4.655	0	521.915	7.248	-8.257	8
	계			37080.786	463.900	6809.638	64
COMBO 2	1	4.655	0	698.080	7.248	-5.964	8
	2	3.325	0	658.227	7.248	-5.964	8
	3	1.995	0	618.374	7.248	-5.964	8
	4	0.665	0	578.522	7.248	-5.964	8
	5	-0.665	0	538.669	7.248	-5.964	8
	6	-1.995	0	498.816	7.248	-5.964	8
	7	-3.325	0	458.964	7.248	-5.964	8
	8	-4.655	0	419.111	7.248	-5.964	8
	계			35750.106	463.900	17427.651	64
COMBO 3	1	4.655	0	698.080	7.248	-5.964	8
	2	3.325	0	658.227	7.248	-5.964	8
	3	1.995	0	618.374	7.248	-5.964	8
	4	0.665	0	578.522	7.248	-5.964	8
	5	-0.665	0	538.669	7.248	-5.964	8
	6	-1.995	0	498.816	7.248	-5.964	8
	7	-3.325	0	458.964	7.248	-5.964	8
	8	-4.655	0	419.111	7.248	-5.964	8
	계			35750.106	463.900	17427.651	64
COMBO 4	1	4.655	0	960.734	49.158	-39.788	8
	2	3.325	0	830.209	49.158	-39.788	8
	3	1.995	0	699.683	49.158	-39.788	8
	4	0.665	0	569.157	49.158	-39.788	8
	5	-0.665	0	438.631	49.158	-39.788	8
	6	-1.995	0	308.105	49.158	-39.788	8
	7	-3.325	0	177.579	49.158	-39.788	8
	8	-4.655	0	47.054	49.158	-39.788	8
	계			32249.215	3146.110	55782.982	64

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	4.655	0	843.263	0.546	-0.019	8
	2	3.325	0	835.866	0.546	-0.019	8
	3	1.995	0	828.469	0.546	-0.019	8
	4	0.665	0	821.071	0.546	-0.019	8
	5	-0.665	0	813.674	0.546	-0.019	8
	6	-1.995	0	806.277	0.546	-0.019	8
	7	-3.325	0	798.880	0.546	-0.019	8
	8	-4.655	0	791.483	0.546	-0.019	8
	계			52311.857	34.957	3304.421	64
COMBO 2	1	4.655	0	969.957	0.546	4.771	8
	2	3.325	0	913.605	0.546	4.771	8
	3	1.995	0	857.254	0.546	4.771	8
	4	0.665	0	800.902	0.546	4.771	8
	5	-0.665	0	744.550	0.546	4.771	8
	6	-1.995	0	688.199	0.546	4.771	8
	7	-3.325	0	631.847	0.546	4.771	8
	8	-4.655	0	575.495	0.546	4.771	8
	계			49454.468	34.957	25487.778	64
COMBO 3	1	4.655	0	811.673	0.546	4.636	8
	2	3.325	0	756.703	0.546	4.636	8
	3	1.995	0	701.733	0.546	4.636	8
	4	0.665	0	646.763	0.546	4.636	8
	5	-0.665	0	591.793	0.546	4.636	8
	6	-1.995	0	536.823	0.546	4.636	8
	7	-3.325	0	481.854	0.546	4.636	8
	8	-4.655	0	426.884	0.546	4.636	8
	계			39633.814	34.957	24861.642	64
COMBO 4	1	4.655	0	960.734	49.158	-39.788	8
	2	3.325	0	830.209	49.158	-39.788	8
	3	1.995	0	699.683	49.158	-39.788	8
	4	0.665	0	569.157	49.158	-39.788	8
	5	-0.665	0	438.631	49.158	-39.788	8
	6	-1.995	0	308.105	49.158	-39.788	8
	7	-3.325	0	177.579	49.158	-39.788	8
	8	-4.655	0	47.054	49.158	-39.788	8
	계			32249.215	3146.110	55782.982	64

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : SV005

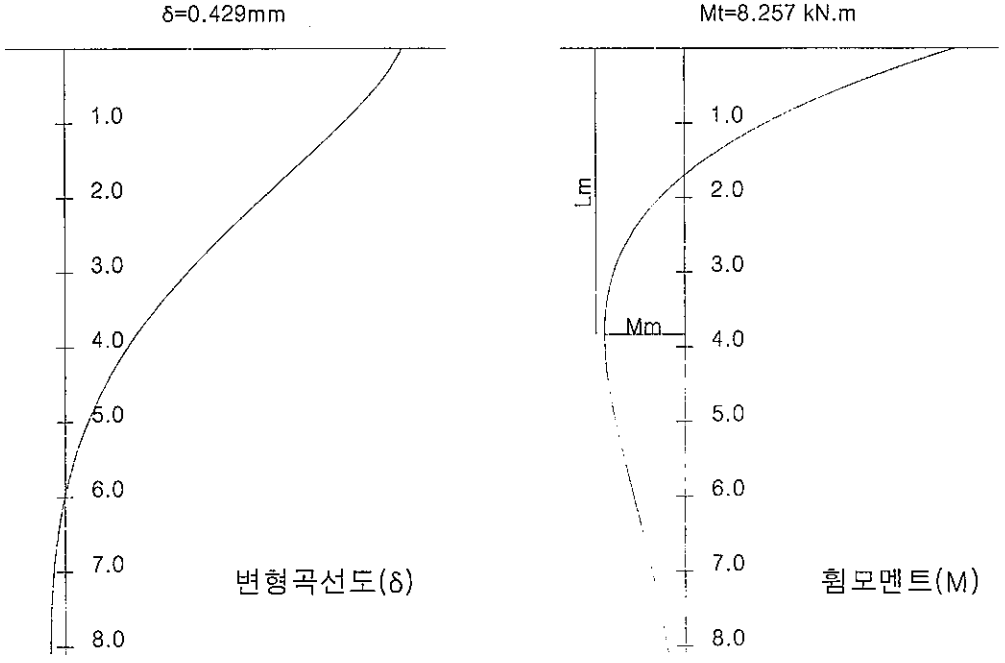
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -2.442 kN.m, 3.836 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.429 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.429 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	8.257	-7.248	0.429	
0.540	4.784	-5.636	0.395	
1.080	2.140	-4.189	0.346	
1.620	0.223	-2.944	0.291	
2.160	-1.080	-1.918	0.235	
2.700	-1.886	-1.104	0.183	
3.240	-2.307	-0.485	0.136	
3.780	-2.441	-0.037	0.095	
4.320	-2.373	0.266	0.062	
4.860	-2.174	0.453	0.035	
5.400	-1.900	0.549	0.015	
5.940	-1.593	0.578	0.001	
6.480	-1.284	0.561	-0.009	
7.020	-0.993	0.513	-0.015	
7.560	-0.734	0.447	-0.018	
8.100	-0.512	0.374	-0.019	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 2 : SV007

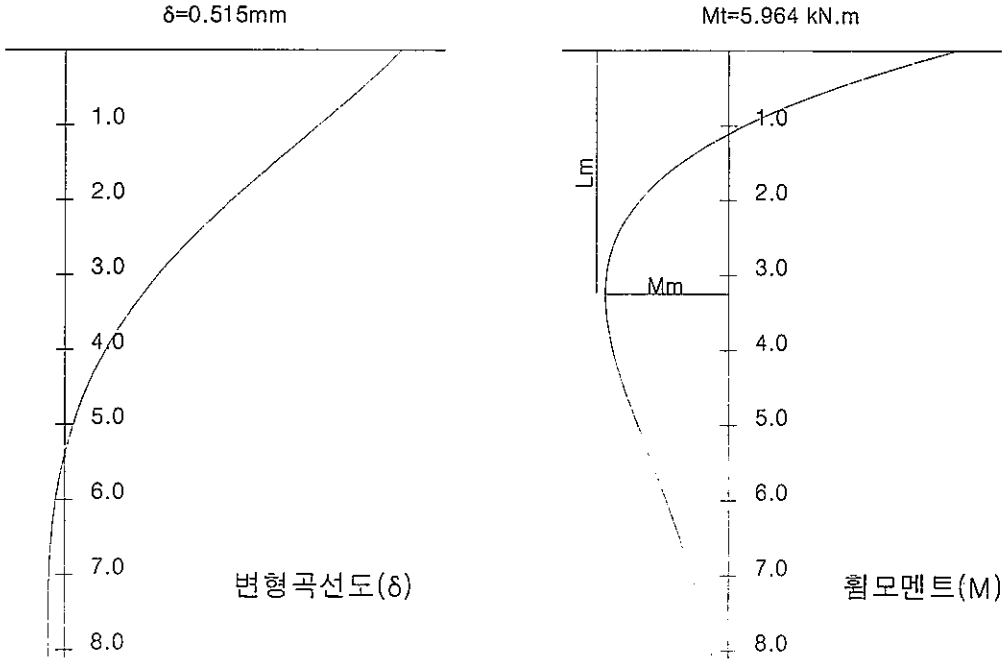
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -3.213 kN.m, 3.250 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.515 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.515 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	5.964	-7.248	0.515	
0.540	2.570	-5.364	0.450	
1.080	0.122	-3.751	0.377	
1.620	-1.532	-2.424	0.304	
2.160	-2.546	-1.375	0.235	
2.700	-3.063	-0.581	0.174	
3.240	-3.213	-0.009	0.121	
3.780	-3.106	0.376	0.078	
4.320	-2.834	0.610	0.044	
4.860	-2.468	0.729	0.018	
5.400	-2.062	0.761	0.000	
5.940	-1.657	0.734	-0.013	
6.480	-1.277	0.668	-0.020	
7.020	-0.939	0.581	-0.024	
7.560	-0.651	0.485	-0.025	
8.100	-0.415	0.389	-0.024	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉡ COMBO 3 : SV021

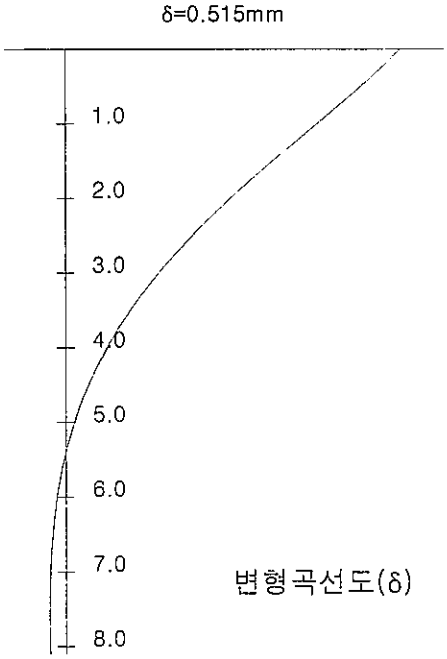
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

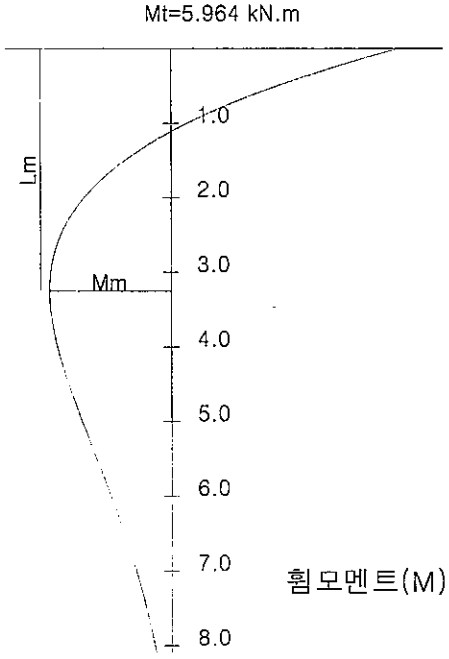
- 최대모멘트 및 깊이 : -3.213 kN.m, 3.250 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.515 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.515 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	5.964	-7.248	0.515	
0.540	2.570	-5.364	0.450	
1.080	0.122	-3.751	0.377	
1.620	-1.532	-2.424	0.304	
2.160	-2.546	-1.375	0.235	
2.700	-3.063	-0.581	0.174	
3.240	-3.213	-0.009	0.121	
3.780	-3.106	0.376	0.078	
4.320	-2.834	0.610	0.044	
4.860	-2.468	0.729	0.018	
5.400	-2.062	0.761	0.000	
5.940	-1.657	0.734	-0.013	
6.480	-1.277	0.668	-0.020	
7.020	-0.939	0.581	-0.024	
7.560	-0.651	0.485	-0.025	
8.100	-0.415	0.389	-0.024	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉲ COMBO 4 : SV022

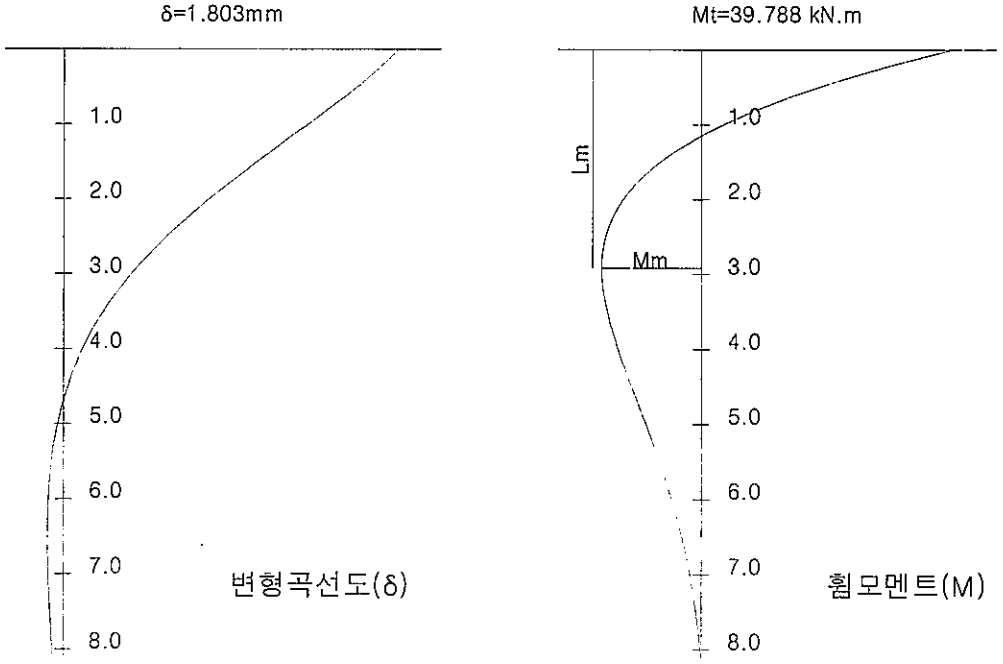
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -15.669 kN.m, 2.918 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.803 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.803 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	39.788	-49.158	1.803	
0.540	17.161	-34.976	1.567	
1.080	1.608	-23.030	1.279	
1.620	-8.157	-13.550	0.985	
2.160	-13.457	-6.457	0.713	
2.700	-15.513	-1.484	0.481	
3.240	-15.377	1.727	0.293	
3.780	-13.897	3.556	0.151	
4.320	-11.720	4.364	0.049	
4.860	-9.310	4.468	-0.019	
5.400	-6.974	4.127	-0.059	
5.940	-4.897	3.541	-0.078	
6.480	-3.167	2.858	-0.083	
7.020	-1.810	2.175	-0.079	
7.560	-0.806	1.556	-0.069	
8.100	-0.112	1.032	-0.056	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 1 : ULO01

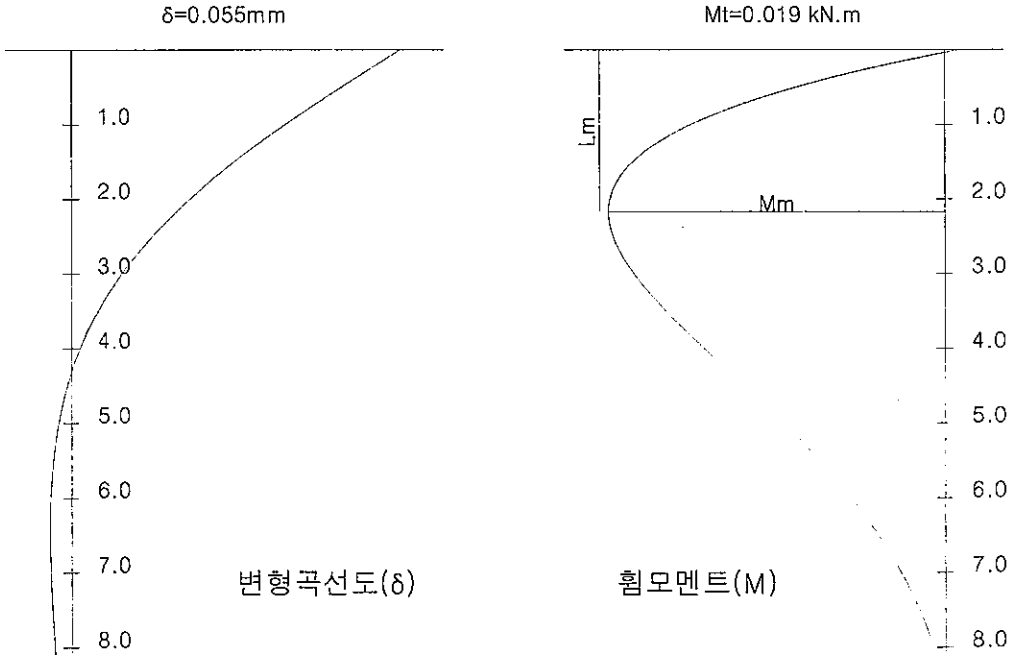
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -0.467 kN.m, 2.174 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.055 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.055 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.019	-0.546	0.055	
0.540	-0.222	-0.353	0.044	
1.080	-0.369	-0.201	0.034	
1.620	-0.445	-0.085	0.025	
2.160	-0.467	-0.002	0.018	
2.700	-0.451	0.054	0.011	
3.240	-0.412	0.089	0.006	
3.780	-0.359	0.106	0.003	
4.320	-0.300	0.111	0.000	
4.860	-0.241	0.107	-0.002	
5.400	-0.186	0.097	-0.003	
5.940	-0.137	0.084	-0.003	
6.480	-0.095	0.070	-0.004	
7.020	-0.061	0.057	-0.003	
7.560	-0.034	0.044	-0.003	
8.100	-0.013	0.032	-0.003	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 2 : ULO02

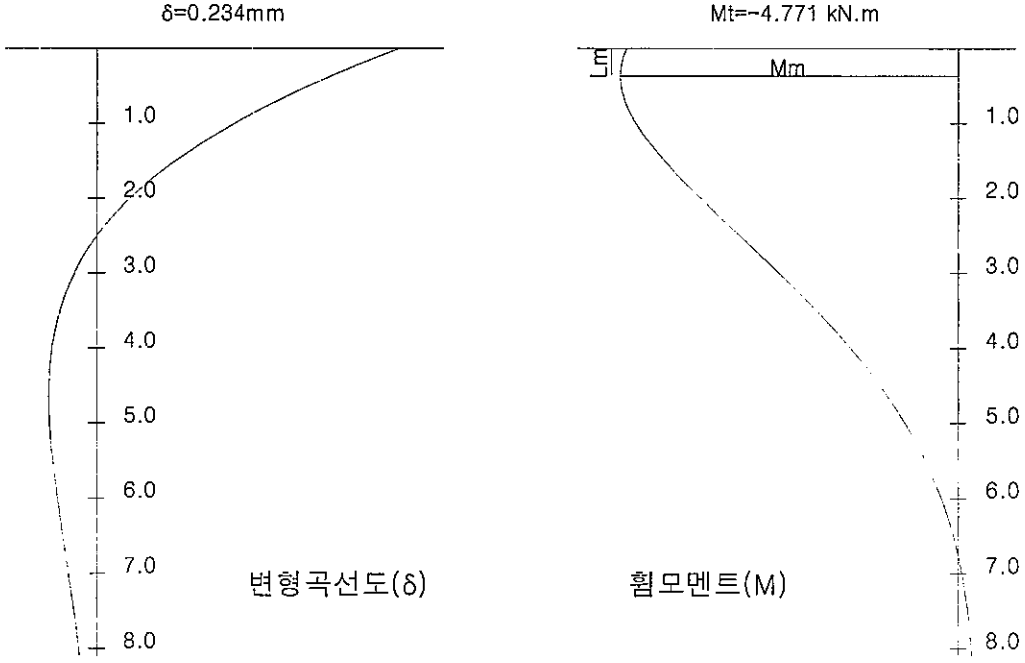
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -4.866 kN.m, 0.365 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.234 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.234 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	-4.771	-0.546	0.234	
0.540	-4.847	0.216	0.159	
1.080	-4.585	0.714	0.099	
1.620	-4.113	1.004	0.052	
2.160	-3.530	1.133	0.017	
2.700	-2.910	1.147	-0.008	
3.240	-2.305	1.082	-0.024	
3.780	-1.750	0.969	-0.033	
4.320	-1.263	0.830	-0.037	
4.860	-0.855	0.683	-0.038	
5.400	-0.524	0.540	-0.035	
5.940	-0.269	0.409	-0.032	
6.480	-0.079	0.295	-0.027	
7.020	0.053	0.199	-0.022	
7.560	0.139	0.121	-0.018	
8.100	0.187	0.061	-0.013	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉣ COMBO 3 : UE002

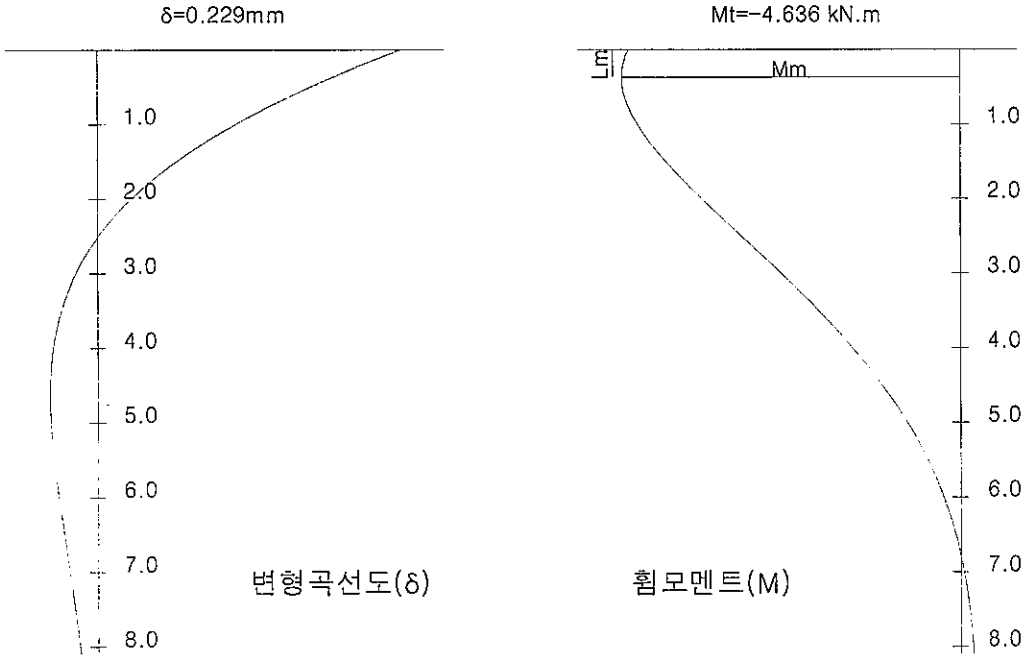
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -4.734 kN.m, 0.374 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.229 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.229 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	-4.636	-0.546	0.229	
0.540	-4.717	0.200	0.156	
1.080	-4.466	0.689	0.097	
1.620	-4.010	0.973	0.051	
2.160	-3.444	1.101	0.017	
2.700	-2.841	1.116	-0.007	
3.240	-2.252	1.054	-0.023	
3.780	-1.711	0.945	-0.032	
4.320	-1.236	0.810	-0.036	
4.860	-0.837	0.667	-0.037	
5.400	-0.515	0.528	-0.034	
5.940	-0.265	0.400	-0.031	
6.480	-0.080	0.289	-0.026	
7.020	0.050	0.195	-0.022	
7.560	0.134	0.119	-0.017	
8.100	0.182	0.061	-0.013	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉲ COMBO 4 : ULO22

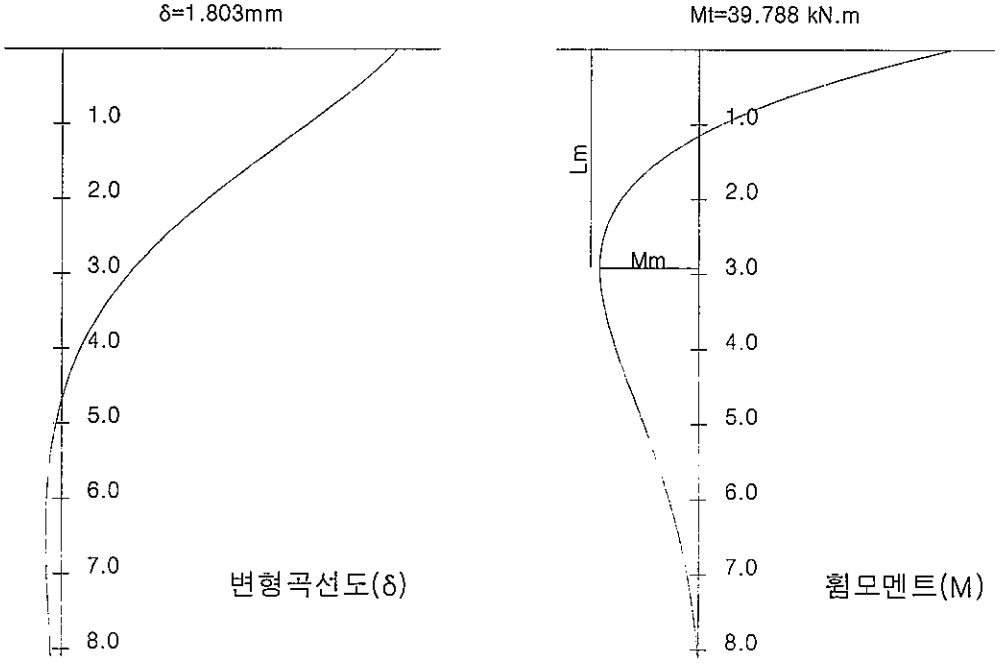
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -15.669 kN.m, 2.918 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.803 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.803 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	39.788	-49.158	1.803	
0.540	17.161	-34.976	1.567	
1.080	1.608	-23.030	1.279	
1.620	-8.157	-13.550	0.985	
2.160	-13.457	-6.457	0.713	
2.700	-15.513	-1.484	0.481	
3.240	-15.377	1.727	0.293	
3.780	-13.897	3.556	0.151	
4.320	-11.720	4.364	0.049	
4.860	-9.310	4.468	-0.019	
5.400	-6.974	4.127	-0.059	
5.940	-4.897	3.541	-0.078	
6.480	-3.167	2.858	-0.083	
7.020	-1.810	2.175	-0.079	
7.560	-0.806	1.556	-0.069	
8.100	-0.112	1.032	-0.056	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



② 말뚝머리 힌지일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	9828.616	17442.978	$2EI\beta^3$	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

말뚝원정에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	629031.4	1116350.6
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{(K_v - K_1)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	17900088.9	17900088.9
Aya,Aay	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i + K_2\sin\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2 + K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	166233203.0	166233203.0
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		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)		δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	0.0007375	0.0020715	0.0000410	COMBO 1	0.0000556	0.0029224	0.0000199
COMBO 2	0.0007375	0.0019972	0.0001048	COMBO 2	0.0000556	0.0027628	0.0001533
COMBO 3	0.0007375	0.0019972	0.0001048	COMBO 3	0.0000556	0.0022142	0.0001496
COMBO 4	0.0028182	0.0018016	0.0003356	COMBO 4	0.0028182	0.0018016	0.0003356

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 2.818 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ O.K

다) 말뚝의 작용력과 말뚝머리에서의 반력

▣ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

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

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

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0007375	0.0022622	0.0000410	632.721	7.248	0.000
	2	0.0007375	0.0022077	0.0000410	617.483	7.248	0.000
	3	0.0007375	0.0021533	0.0000410	602.245	7.248	0.000
	4	0.0007375	0.0020988	0.0000410	587.006	7.248	0.000
	5	0.0007375	0.0020443	0.0000410	571.768	7.248	0.000
	6	0.0007375	0.0019898	0.0000410	556.530	7.248	0.000
	7	0.0007375	0.0019353	0.0000410	541.292	7.248	0.000
	8	0.0007375	0.0018809	0.0000410	526.054	7.248	0.000
COMBO 2	1	0.0007375	0.0024852	0.0001048	695.090	7.248	0.000
	2	0.0007375	0.0023458	0.0001048	656.092	7.248	0.000
	3	0.0007375	0.0022064	0.0001048	617.093	7.248	0.000
	4	0.0007375	0.0020669	0.0001048	578.095	7.248	0.000
	5	0.0007375	0.0019275	0.0001048	539.096	7.248	0.000
	6	0.0007375	0.0017880	0.0001048	500.098	7.248	0.000
	7	0.0007375	0.0016486	0.0001048	461.099	7.248	0.000
	8	0.0007375	0.0015092	0.0001048	422.101	7.248	0.000
COMBO 3	1	0.0007375	0.0024852	0.0001048	695.090	7.248	0.000
	2	0.0007375	0.0023458	0.0001048	656.092	7.248	0.000
	3	0.0007375	0.0022064	0.0001048	617.093	7.248	0.000
	4	0.0007375	0.0020669	0.0001048	578.095	7.248	0.000
	5	0.0007375	0.0019275	0.0001048	539.096	7.248	0.000
	6	0.0007375	0.0017880	0.0001048	500.098	7.248	0.000
	7	0.0007375	0.0016486	0.0001048	461.099	7.248	0.000
	8	0.0007375	0.0015092	0.0001048	422.101	7.248	0.000
COMBO 4	1	0.0028182	0.0033637	0.0003356	940.791	49.158	0.000
	2	0.0028182	0.0029174	0.0003356	815.963	49.158	0.000
	3	0.0028182	0.0024711	0.0003356	691.135	49.158	0.000
	4	0.0028182	0.0020248	0.0003356	566.308	49.158	0.000
	5	0.0028182	0.0015785	0.0003356	441.480	49.158	0.000
	6	0.0028182	0.0011322	0.0003356	316.653	49.158	0.000
	7	0.0028182	0.0006859	0.0003356	191.825	49.158	0.000
	8	0.0028182	0.0002395	0.0003356	66.997	49.158	0.000

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0000556	0.0030150	0.0000199	843.253	0.546	0.000
	2	0.0000556	0.0029885	0.0000199	835.859	0.546	0.000
	3	0.0000556	0.0029621	0.0000199	828.464	0.546	0.000
	4	0.0000556	0.0029357	0.0000199	821.070	0.546	0.000
	5	0.0000556	0.0029092	0.0000199	813.676	0.546	0.000
	6	0.0000556	0.0028828	0.0000199	806.281	0.546	0.000
	7	0.0000556	0.0028563	0.0000199	798.887	0.546	0.000
	8	0.0000556	0.0028299	0.0000199	791.492	0.546	0.000
COMBO 2	1	0.0000556	0.0034765	0.0001533	972.348	0.546	0.000
	2	0.0000556	0.0032726	0.0001533	915.313	0.546	0.000
	3	0.0000556	0.0030687	0.0001533	858.278	0.546	0.000
	4	0.0000556	0.0028648	0.0001533	801.244	0.546	0.000
	5	0.0000556	0.0026608	0.0001533	744.209	0.546	0.000
	6	0.0000556	0.0024569	0.0001533	687.174	0.546	0.000
	7	0.0000556	0.0022530	0.0001533	630.139	0.546	0.000
	8	0.0000556	0.0020491	0.0001533	573.104	0.546	0.000
COMBO 3	1	0.0000556	0.0029104	0.0001496	813.997	0.546	0.000
	2	0.0000556	0.0027115	0.0001496	758.363	0.546	0.000
	3	0.0000556	0.0025125	0.0001496	702.729	0.546	0.000
	4	0.0000556	0.0023136	0.0001496	647.095	0.546	0.000
	5	0.0000556	0.0021147	0.0001496	591.461	0.546	0.000
	6	0.0000556	0.0019158	0.0001496	535.828	0.546	0.000
	7	0.0000556	0.0017169	0.0001496	480.194	0.546	0.000
	8	0.0000556	0.0015180	0.0001496	424.560	0.546	0.000
COMBO 4	1	0.0028182	0.0033637	0.0003356	940.791	49.158	0.000
	2	0.0028182	0.0029174	0.0003356	815.963	49.158	0.000
	3	0.0028182	0.0024711	0.0003356	691.135	49.158	0.000
	4	0.0028182	0.0020248	0.0003356	566.308	49.158	0.000
	5	0.0028182	0.0015785	0.0003356	441.480	49.158	0.000
	6	0.0028182	0.0011322	0.0003356	316.653	49.158	0.000
	7	0.0028182	0.0006859	0.0003356	191.825	49.158	0.000
	8	0.0028182	0.0002395	0.0003356	66.997	49.158	0.000

▣ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

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

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

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

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	4.655	0	632.721	7.248	0.000	8
	2	3.325	0	617.483	7.248	0.000	8
	3	1.995	0	602.245	7.248	0.000	8
	4	0.665	0	587.006	7.248	0.000	8
	5	-0.665	0	571.768	7.248	0.000	8
	6	-1.995	0	556.530	7.248	0.000	8
	7	-3.325	0	541.292	7.248	0.000	8
	8	-4.655	0	526.054	7.248	0.000	8
	계			37080.786	463.900	0.000	64
COMBO 2	1	4.655	0	695.090	7.248	0.000	8
	2	3.325	0	656.092	7.248	0.000	8
	3	1.995	0	617.093	7.248	0.000	8
	4	0.665	0	578.095	7.248	0.000	8
	5	-0.665	0	539.096	7.248	0.000	8
	6	-1.995	0	500.098	7.248	0.000	8
	7	-3.325	0	461.099	7.248	0.000	8
	8	-4.655	0	422.101	7.248	0.000	8
	계			35750.106	463.900	0.000	64
COMBO 3	1	4.655	0	695.090	7.248	0.000	8
	2	3.325	0	656.092	7.248	0.000	8
	3	1.995	0	617.093	7.248	0.000	8
	4	0.665	0	578.095	7.248	0.000	8
	5	-0.665	0	539.096	7.248	0.000	8
	6	-1.995	0	500.098	7.248	0.000	8
	7	-3.325	0	461.099	7.248	0.000	8
	8	-4.655	0	422.101	7.248	0.000	8
	계			35750.106	463.900	0.000	64
COMBO 4	1	4.655	0	940.791	49.158	0.000	8
	2	3.325	0	815.963	49.158	0.000	8
	3	1.995	0	691.135	49.158	0.000	8
	4	0.665	0	566.308	49.158	0.000	8
	5	-0.665	0	441.480	49.158	0.000	8
	6	-1.995	0	316.653	49.158	0.000	8
	7	-3.325	0	191.825	49.158	0.000	8
	8	-4.655	0	66.997	49.158	0.000	8
	계			32249.215	3146.110	0.000	64

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	4.655	0	843.253	0.546	0.000	8
	2	3.325	0	835.859	0.546	0.000	8
	3	1.995	0	828.464	0.546	0.000	8
	4	0.665	0	821.070	0.546	0.000	8
	5	-0.665	0	813.676	0.546	0.000	8
	6	-1.995	0	806.281	0.546	0.000	8
	7	-3.325	0	798.887	0.546	0.000	8
	8	-4.655	0	791.492	0.546	0.000	8
	계			52311.857	34.957	0.000	64
COMBO 2	1	4.655	0	972.348	0.546	0.000	8
	2	3.325	0	915.313	0.546	0.000	8
	3	1.995	0	858.278	0.546	0.000	8
	4	0.665	0	801.244	0.546	0.000	8
	5	-0.665	0	744.209	0.546	0.000	8
	6	-1.995	0	687.174	0.546	0.000	8
	7	-3.325	0	630.139	0.546	0.000	8
	8	-4.655	0	573.104	0.546	0.000	8
	계			49454.468	34.957	0.000	64
COMBO 3	1	4.655	0	813.997	0.546	0.000	8
	2	3.325	0	758.363	0.546	0.000	8
	3	1.995	0	702.729	0.546	0.000	8
	4	0.665	0	647.095	0.546	0.000	8
	5	-0.665	0	591.461	0.546	0.000	8
	6	-1.995	0	535.828	0.546	0.000	8
	7	-3.325	0	480.194	0.546	0.000	8
	8	-4.655	0	424.560	0.546	0.000	8
	계			39633.814	34.957	0.000	64
COMBO 4	1	4.655	0	940.791	49.158	0.000	8
	2	3.325	0	815.963	49.158	0.000	8
	3	1.995	0	691.135	49.158	0.000	8
	4	0.665	0	566.308	49.158	0.000	8
	5	-0.665	0	441.480	49.158	0.000	8
	6	-1.995	0	316.653	49.158	0.000	8
	7	-3.325	0	191.825	49.158	0.000	8
	8	-4.655	0	66.997	49.158	0.000	8
	계			32249.215	3146.110	0.000	64

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : SV005

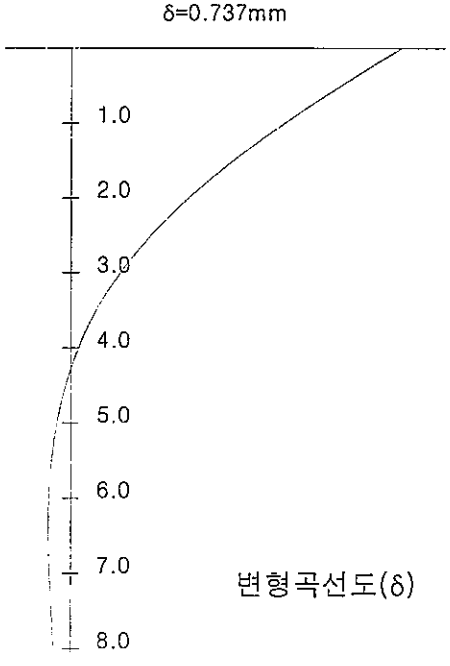
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

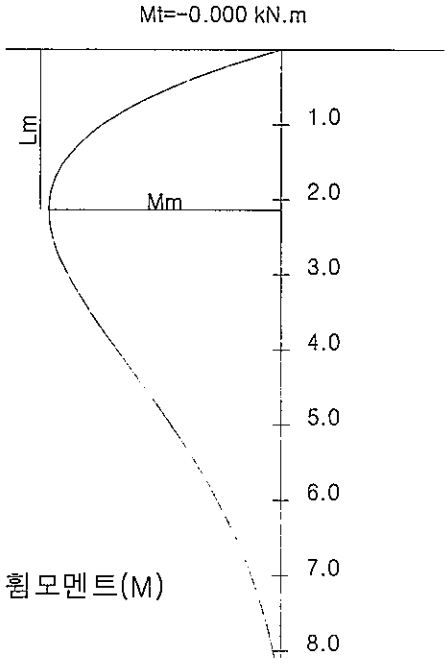
- 최대모멘트 및 깊이 : -6.360 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.737 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.737 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-7.248	0.737	
0.540	-3.189	-4.656	0.593	
1.080	-5.127	-2.612	0.457	
1.620	-6.100	-1.068	0.337	
2.160	-6.360	0.038	0.234	
2.700	-6.124	0.780	0.150	
3.240	-5.570	1.228	0.083	
3.780	-4.838	1.451	0.033	
4.320	-4.033	1.506	-0.002	
4.860	-3.232	1.447	-0.026	
5.400	-2.484	1.313	-0.041	
5.940	-1.821	1.138	-0.048	
6.480	-1.257	0.948	-0.049	
7.020	-0.797	0.758	-0.047	
7.560	-0.436	0.582	-0.043	
8.100	-0.166	0.425	-0.037	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉯ COMBO 2 : SV007

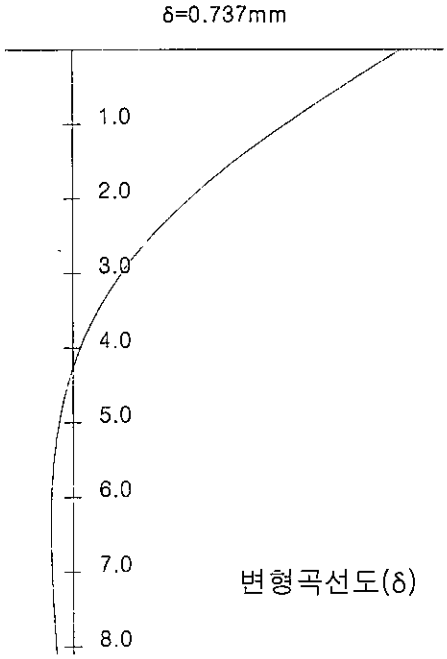
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

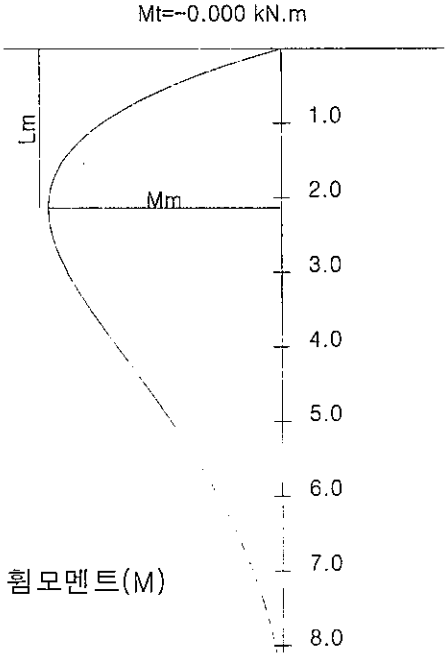
- 최대모멘트 및 깊이 : -6.360 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.737 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.737 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-7.248	0.737	
0.540	-3.189	-4.656	0.593	
1.080	-5.127	-2.612	0.457	
1.620	-6.100	-1.068	0.337	
2.160	-6.360	0.038	0.234	
2.700	-6.124	0.780	0.150	
3.240	-5.570	1.228	0.083	
3.780	-4.838	1.451	0.033	
4.320	-4.033	1.506	-0.002	
4.860	-3.232	1.447	-0.026	
5.400	-2.484	1.313	-0.041	
5.940	-1.821	1.138	-0.048	
6.480	-1.257	0.948	-0.049	
7.020	-0.797	0.758	-0.047	
7.560	-0.436	0.582	-0.043	
8.100	-0.166	0.425	-0.037	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉳ COMBO 3 : SV021

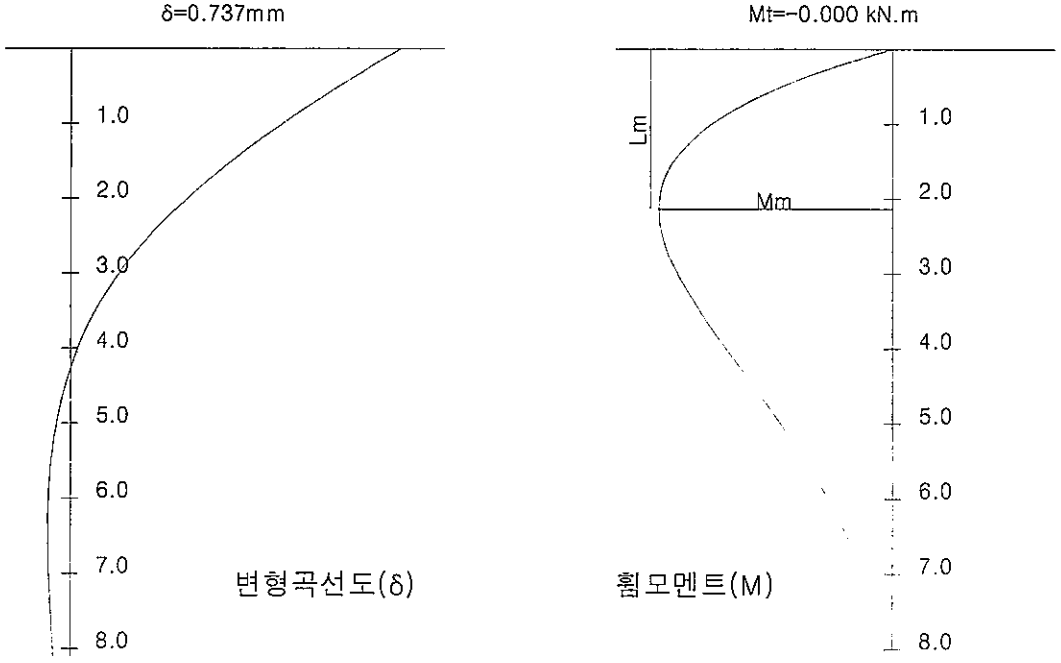
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -6.360 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.737 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.737 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-7.248	0.737	
0.540	-3.189	-4.656	0.593	
1.080	-5.127	-2.612	0.457	
1.620	-6.100	-1.068	0.337	
2.160	-6.360	0.038	0.234	
2.700	-6.124	0.780	0.150	
3.240	-5.570	1.228	0.083	
3.780	-4.838	1.451	0.033	
4.320	-4.033	1.506	-0.002	
4.860	-3.232	1.447	-0.026	
5.400	-2.484	1.313	-0.041	
5.940	-1.821	1.138	-0.048	
6.480	-1.257	0.948	-0.049	
7.020	-0.797	0.758	-0.047	
7.560	-0.436	0.582	-0.043	
8.100	-0.166	0.425	-0.037	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 4 : SV022

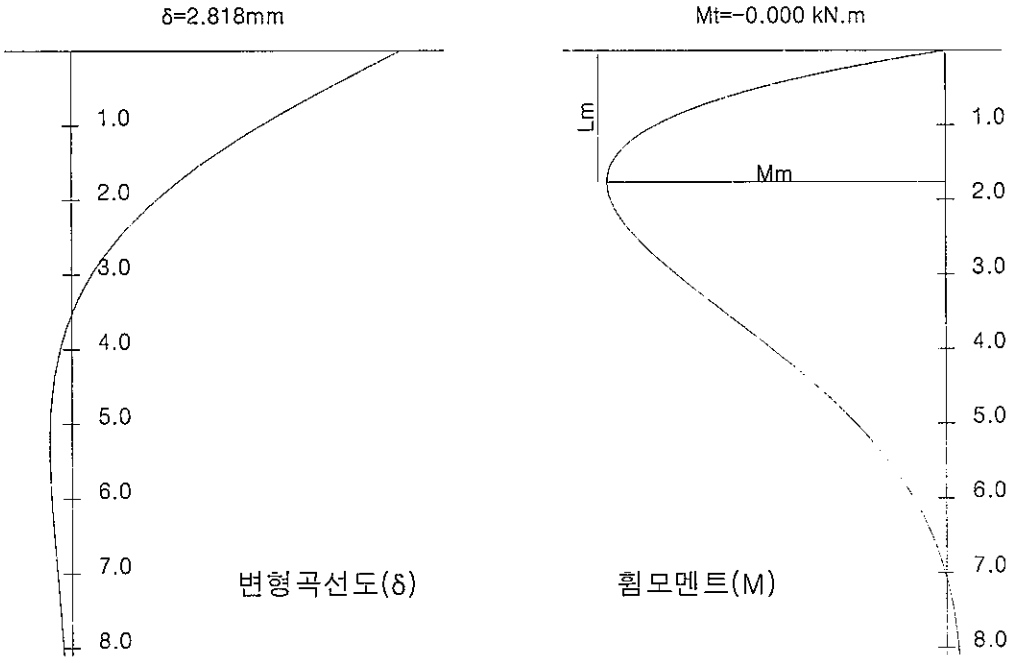
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -35.626 kN.m, 1.766 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.818 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.818 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-49.158	2.818	
0.540	-20.676	-28.352	2.153	
1.080	-31.588	-12.910	1.546	
1.620	-35.470	-2.188	1.030	
2.160	-34.652	4.643	0.618	
2.700	-31.000	8.447	0.306	
3.240	-25.928	10.032	0.086	
3.780	-20.437	10.103	-0.058	
4.320	-15.186	9.229	-0.142	
4.860	-10.560	7.851	-0.181	
5.400	-6.740	6.286	-0.188	
5.940	-3.766	4.748	-0.176	
6.480	-1.584	3.365	-0.153	
7.020	-0.091	2.205	-0.124	
7.560	0.841	1.287	-0.095	
8.100	1.341	0.602	-0.069	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 1 : ULO01

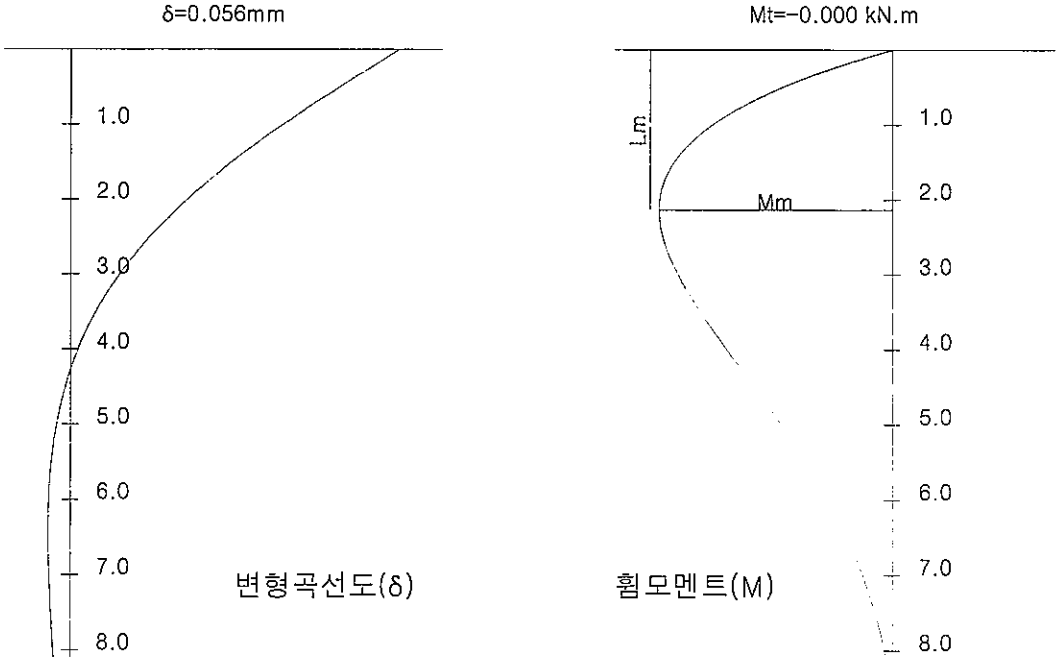
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -0.479 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.056 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.056 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-0.546	0.056	
0.540	-0.240	-0.351	0.045	
1.080	-0.386	-0.197	0.034	
1.620	-0.460	-0.081	0.025	
2.160	-0.479	0.003	0.018	
2.700	-0.461	0.059	0.011	
3.240	-0.420	0.093	0.006	
3.780	-0.365	0.109	0.003	
4.320	-0.304	0.114	0.000	
4.860	-0.244	0.109	-0.002	
5.400	-0.187	0.099	-0.003	
5.940	-0.137	0.086	-0.004	
6.480	-0.095	0.071	-0.004	
7.020	-0.060	0.057	-0.004	
7.560	-0.033	0.044	-0.003	
8.100	-0.012	0.032	-0.003	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 2 : UL002

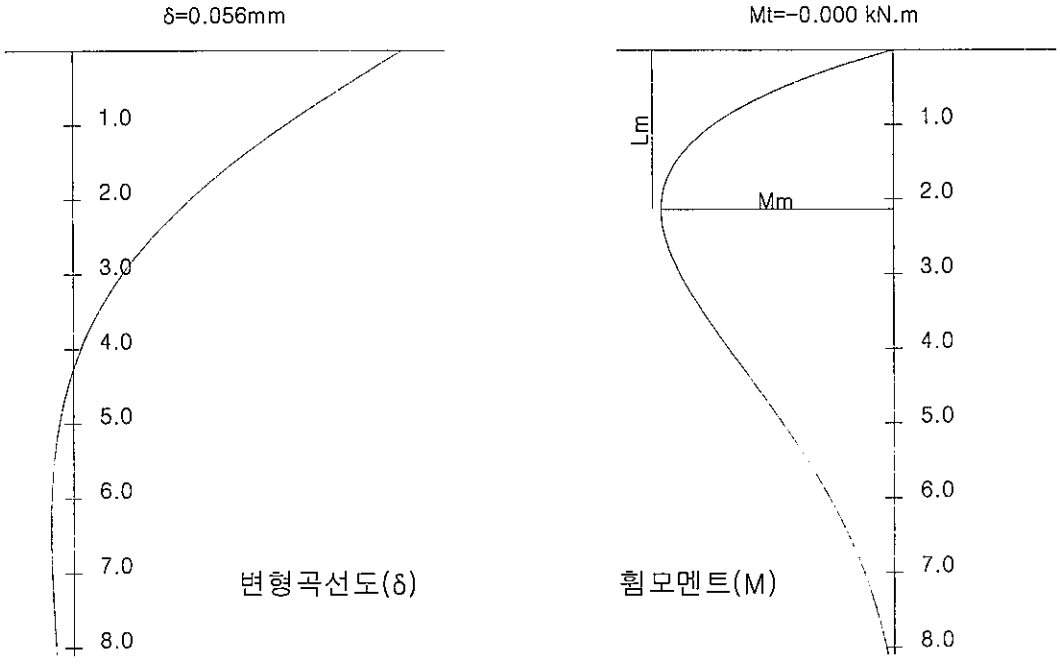
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -0.479 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.056 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.056 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-0.546	0.056	
0.540	-0.240	-0.351	0.045	
1.080	-0.386	-0.197	0.034	
1.620	-0.460	-0.081	0.025	
2.160	-0.479	0.003	0.018	
2.700	-0.461	0.059	0.011	
3.240	-0.420	0.093	0.006	
3.780	-0.365	0.109	0.003	
4.320	-0.304	0.114	0.000	
4.860	-0.244	0.109	-0.002	
5.400	-0.187	0.099	-0.003	
5.940	-0.137	0.086	-0.004	
6.480	-0.095	0.071	-0.004	
7.020	-0.060	0.057	-0.004	
7.560	-0.033	0.044	-0.003	
8.100	-0.012	0.032	-0.003	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉡ COMBO 3 : UE002

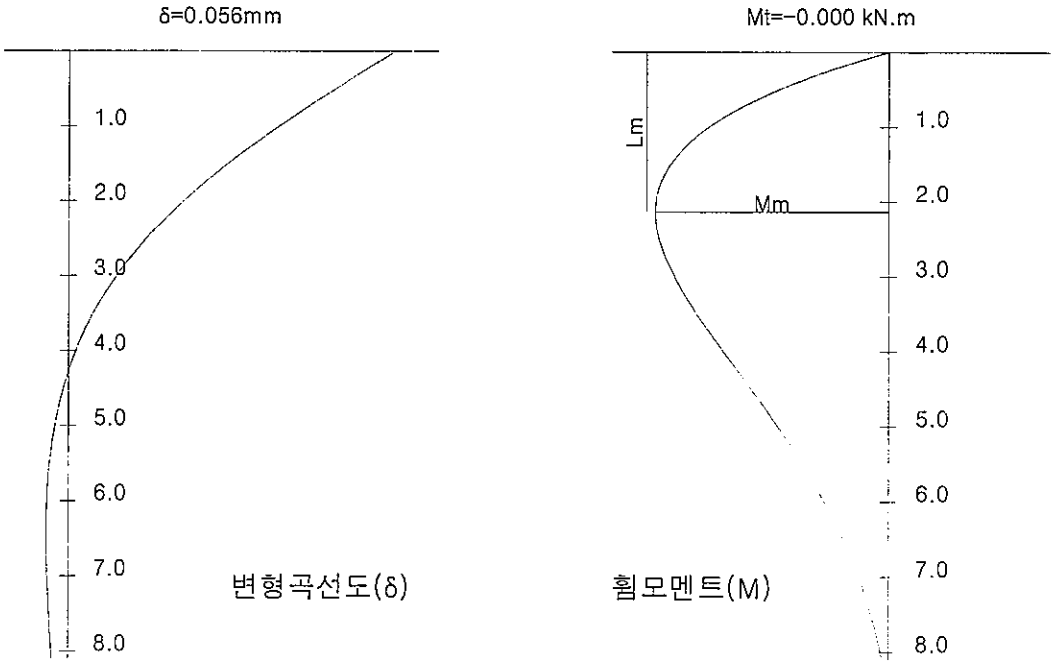
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -0.479 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.056 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.056 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-0.546	0.056	
0.540	-0.240	-0.351	0.045	
1.080	-0.386	-0.197	0.034	
1.620	-0.460	-0.081	0.025	
2.160	-0.479	0.003	0.018	
2.700	-0.461	0.059	0.011	
3.240	-0.420	0.093	0.006	
3.780	-0.365	0.109	0.003	
4.320	-0.304	0.114	0.000	
4.860	-0.244	0.109	-0.002	
5.400	-0.187	0.099	-0.003	
5.940	-0.137	0.086	-0.004	
6.480	-0.095	0.071	-0.004	
7.020	-0.060	0.057	-0.004	
7.560	-0.033	0.044	-0.003	
8.100	-0.012	0.032	-0.003	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 4 : ULO22

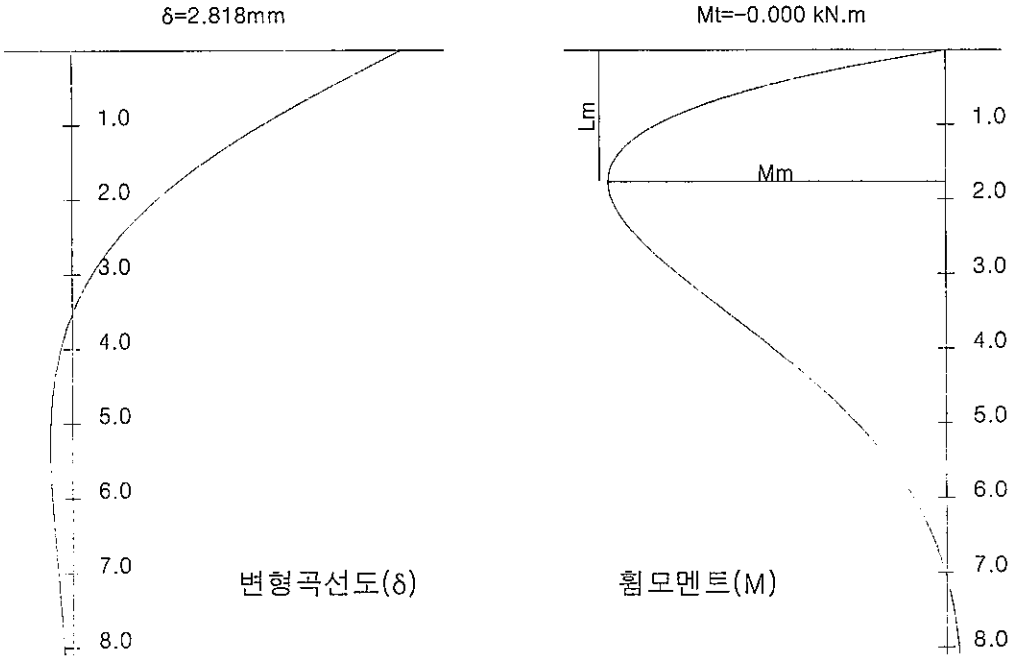
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -35.626 kN.m, 1.766 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.818 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.818 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-49.158	2.818	
0.540	-20.676	-28.352	2.153	
1.080	-31.588	-12.910	1.546	
1.620	-35.470	-2.188	1.030	
2.160	-34.652	4.643	0.618	
2.700	-31.000	8.447	0.306	
3.240	-25.928	10.032	0.086	
3.780	-20.437	10.103	-0.058	
4.320	-15.186	9.229	-0.142	
4.860	-10.560	7.851	-0.181	
5.400	-6.740	6.286	-0.188	
5.940	-3.766	4.748	-0.176	
6.480	-1.584	3.365	-0.153	
7.020	-0.091	2.205	-0.124	
7.560	0.841	1.287	-0.095	
8.100	1.341	0.602	-0.069	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



5) 말뚝의 안정성 검토

① 말뚝의 허용지지력 검토

가) 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 마찰지지 말뚝

Ra = r/n x (Ru - Ws) + Ws - W

Ra1 = 1730.000 kN (평상시) : 『별첨자료』 참조

Ra2 = 2595.000 kN (지진시) : 『별첨자료』 참조

말뚝의 주면장 U = π x 0.500 = 1.571 ㎡

U	N-치	토질분류	토층심도	f(kN/㎡)	주면마찰력(U*f*L)
1.571	10.000	사질토	5.998	20.000	188.441
1.571	50.000	사질토	2.102	100.000	330.140
계	-	-	-	-	518.582

N≤2 의 지반에는 주면 마찰력을 고려하지 않는다.

나) 말뚝의 허용 수평변위 검토

평상시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 0.7375 mm O.K

지진시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 2.8182 mm O.K

다) 말뚝의 허용인발력

Pa = 1/n x Pu + W ; Pu : 주면마찰력(kN), W : 수중말뚝의 중량

W = π x (0.500² - 0.340²)/ 4 x (25.00-10.00) x 8.100

= 12.825 kN

Pa1 = 1/3.0 x 518.582 + 12.82! = 185.686 kN (평상시)

Pa2 = 1/2.0 x 518.582 + 12.82! = 272.116 kN (지진시)

라) 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	636.860	521.915	1730.000	185.686	O.K
	HINGE	632.721	526.054	1730.000	185.686	O.K
COMBO 2	FIX	698.080	419.111	1730.000	185.686	O.K
	HINGE	695.090	422.101	1730.000	185.686	O.K
COMBO 3	FIX	698.080	419.111	1730.000	185.686	O.K
	HINGE	695.090	422.101	1730.000	185.686	O.K
COMBO 4	FIX	960.734	47.054	2595.000	272.116	O.K
	HINGE	940.791	66.997	2595.000	272.116	O.K

② 말뚝의 응력 검토

가) 말뚝의 이음과 장경비에 따른 허용응력의 감소율 검토

: 『도로교설계기준 해설(하부구조편)』 P223 참조

사용 PILE 본당 길이 : 15.00 m / 본

PILE 길이 : 8.20 m

이음개소수 : 0 개소

말뚝이음에 의한 허용응력 감소율 : 0.00%

장경비 (L/D) = 8.10/0.500 = 16.200 < 85 이므로 장경비에 따른 감소 없음.

따라서 허용응력의 총 감소율은 0.00% 적용

나) 말뚝의 휨응력 검토

허용 휨압축응력 fca = 28.000 MPa (평상시)

= 42.000 MPa (지진시)

허용 휨인장응력 fta = 0.000 MPa (평상시)

= -5.000 MPa (지진시)

f = fce ± M/Ze + V/Ae

= 4.104 ± M / 9906000.0 + V / 108500.0

구 분		V(kN)	M(kN.m)	fc	fca	ft	fta	비 고
COMBO 1	FIX	636.860	8.257	10.807	28.00	9.140	0.00	O.K
	HINGE	632.721	6.360	10.578	28.00	9.293	0.00	O.K
COMBO 2	FIX	698.080	5.964	11.140	28.00	9.936	0.00	O.K
	HINGE	695.090	6.360	11.152	28.00	9.868	0.00	O.K
COMBO 3	FIX	698.080	5.964	11.140	28.00	9.936	0.00	O.K
	HINGE	695.090	6.360	11.152	28.00	9.868	0.00	O.K
COMBO 4	FIX	960.734	39.788	16.975	42.00	8.942	-5.00	O.K
	HINGE	940.791	35.626	16.371	42.00	9.178	-5.00	O.K

다) 말뚝의 전단응력 검토

τsa = 0.850 MPa (평상시)

= 1.250 MPa (지진시)

τ = α x Ho / Ap

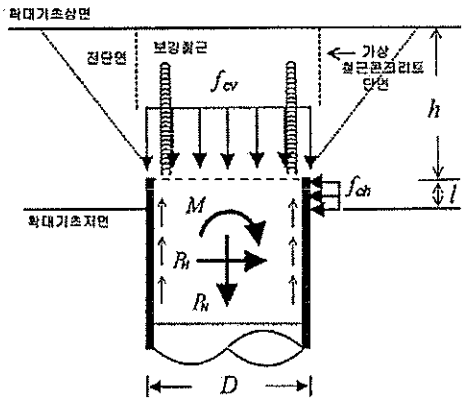
α = $4 \times (D^2 + D \times d + d^2) / (3 \times (D^2 + d^2))$

= $4 \times (500.0^2 + 500.0 \times 340.0 + 340.0^2) / (3 \times (500.0^2 + 340.0^2))$

= 1.953 : 전단형상계수

구 분		H(kN)	τ	τsa	비 고
COMBO 1	FIX	7.248	0.130	0.850	O.K
	HINGE	7.248	0.130	0.850	O.K
COMBO 2	FIX	7.248	0.130	0.850	O.K
	HINGE	7.248	0.130	0.850	O.K
COMBO 3	FIX	7.248	0.130	0.850	O.K
	HINGE	7.248	0.130	0.850	O.K
COMBO 4	FIX	49.158	0.885	1.250	O.K
	HINGE	49.158	0.885	1.250	O.K

6) 말뚝과 확대기초의 결합부 검토



① 압입력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수직지압응력

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

fck : 콘크리트의 설계기준강도(MPa)
PNmax : 상시와 지진시, 말뚝 머리에 작용하는 가장 큰 수직력(N)
D : 말뚝의 외경(mm)
fca : 상시,콘크리트의 허용지압응력 = 0.25fck (MPa), (해설표 참고)
fca' : 지진시, 콘크리트의 허용지압응력 = 1.33 × (0.25fck) (MPa)

-해설 표. 확대기초의 허용지압응력, fca(MPa)

설계기준강도 (fck,MPa)		21	24	27	30
허용지압응력 (fca,MPa)	상시 (fca)	5.25	6.00	6.75	7.50
	지진시 (fca')	6.98	7.98	8.98	9.98

* 수직지압응력(fcv) 검토 (상시)
fcv = 698079.6 / (π/4 x 500 ²)
= 3.555 MPa ≤ fca = 6.750 MPa ∴ O.K
* 수직지압응력(fcv) 검토 (지진시)
fcv = 960734.4 / (π/4 x 500 ²)
= 4.893 MPa ≤ fca' = 8.978 MPa ∴ O.K

b. 확대기초 콘크리트의 압발전단응력

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

τa3 : 상시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) ,(해설표 참조)
τa3' : 지진시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) ,(해설표 참조)
h : 확대기초의 유효두께 (㎜)

-해설 표. 확대기초의 허용수직압발전단응력, τa3(MPa)

콘크리트의 설계기준강도 fck		21	24	27	30
허용압발 전단응력	상시 (τa3)	0.85	0.90	0.95	1.00
	지진시 (τa3')	1.131	1.197	1.264	1.330

* 압발전단응력(τv) 검토 (상시)
τv = 698079.6 / {π x (500 + 2200) x 2200 }
= 0.037 MPa ≤ τa3 = 0.950 MPa ∴ O.K
* 압발전단응력(τv) 검토 (지진시)
τv = 960734.4 / {π x (500 + 2200) x 2200 }
= 0.051 MPa ≤ τa3' = 1.264 MPa ∴ O.K

② 인발력에 대한 검토
원칙적으로 인발력에 대한 검토는 하지 않아도 된다. [도로교 설계기준 해설(하부구조편) P292]

③ 수평력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수평지압응력

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

PHmax : 상시와 지진시, 말뚝머리에 작용하는 최대 말뚝축직각방향력 (N)
l : 말뚝의 매입길이 = 100 ㎜

* 수평지압응력(fch) 검토 (상시)
fch = 7248.430 / (500 x 100)
= 0.145 MPa ≤ fca = 6.750 MPa ∴ O.K
* 수평지압응력(fch) 검토 (지진시)
fch = 49157.969 / (500 x 100)
= 0.983 MPa ≤ fca' = 8.978 MPa ∴ O.K

b. 확대기초 단부 말뚝에 대한 수평압발전단응력

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

h' : 수평방향의 압발전단에 저항하는 확대기초의 유효두께 (m)

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (상시)

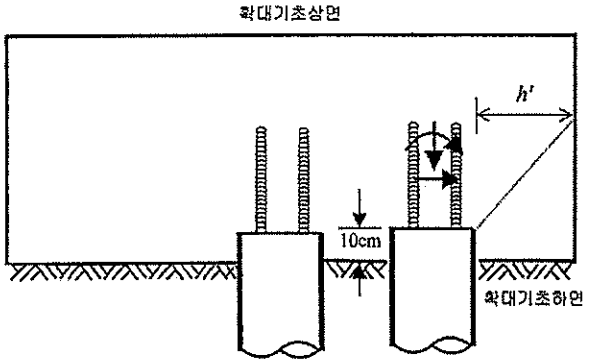
τh = 7248.430 / {395 x (200 + 500 + 790)}

= 0.012 MPa ≤ τa3 = 0.950 MPa ∴ O.K

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (지진시)

τh = 49157.969 / {395 x (200 + 500 + 790)}

= 0.084 MPa ≤ τa3' = 1.264 MPa ∴ O.K



④ 철근정착

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

fsa1 : 이형철근의 허용인장응력 (MPa) ,(해설표 참조)
Ast : 이형철근의 공칭단면적 (㎟) ,(해설표 참조)
U : 이형철근의 공칭둘레길이 (㎜)
τoa : 콘크리트의 허용부착응력 (MPa) ,(해설표 참조)
d1 : 이형철근의 공칭지름 (㎜)

- 해설 표. 이형철근의 허용응력, fsa1 (MPa)

철근의 종류	SD30	SD35	SD40
인장 및 압축응력	150	175	180

- 해설 표. 이형철근의 표준치수

철근의 종류, D(㎜)	D19	D22	D25	D29	D32
공칭지름, d1(㎜)	19.1	22.2	25.4	28.6	31.8
공칭단면적, Ast(㎟)	286.5	387.1	506.7	642.4	794.2
공칭둘레, U(㎜)	60.0	70.0	80.0	90.0	100.0

- 해설 표. 콘크리트의 허용부착응력, τoa (MPa)

콘크리트의 설계기준강도 (fck)	21.0	24.0	27.0	30.0
이형철근과 콘크리트의 허용부착응력 (τoa)	1.4	1.6	1.7	1.8

* 철근의 정착길이

일반적으로, Lo ≥ Lomin = 35d1 로 하는 것이 좋다. Lomin = 35 x 19.1 = 668.5 ㎜

Lo = 150.000 x 286.500 / (1.700 x 60.000) = 421.324 (≤ 668.500)
= 668.5 (㎜)

이때, 정착길이는 다음을 만족하여야 한다.

L ≥ Lo + D/2 = 668.5 + 500/2 = 918.5 ㎜

⑤ 확대기초 속에 말뚝머리부분의 매입길이는 최소한 100 ㎜로 한다.

⑥ 연직 지압강도에 대한 검토 (콘·설·해 6.8 지압강도)

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

A1 : 재하면적 (㎟)
A2 : 지지면적 (㎟)

* 연직지압강도

ϕVn = 0.700 x (0.85 x 27.0 x 196349.5)
= 3154355.374 N ≥ PNmax = 972348.383 N ∴ O.K

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)
bp : π × (말뚝직경 + d)

* PUNCHING 전단강도

ϕVn = 0.800 x (⅓ x √27.0 x 8325.2 x 2150)
= 24801892.507 N ≥ PNmax = 972348.383 N ∴ O.K

14. PILE 교축방향 검토

1) 설계조건

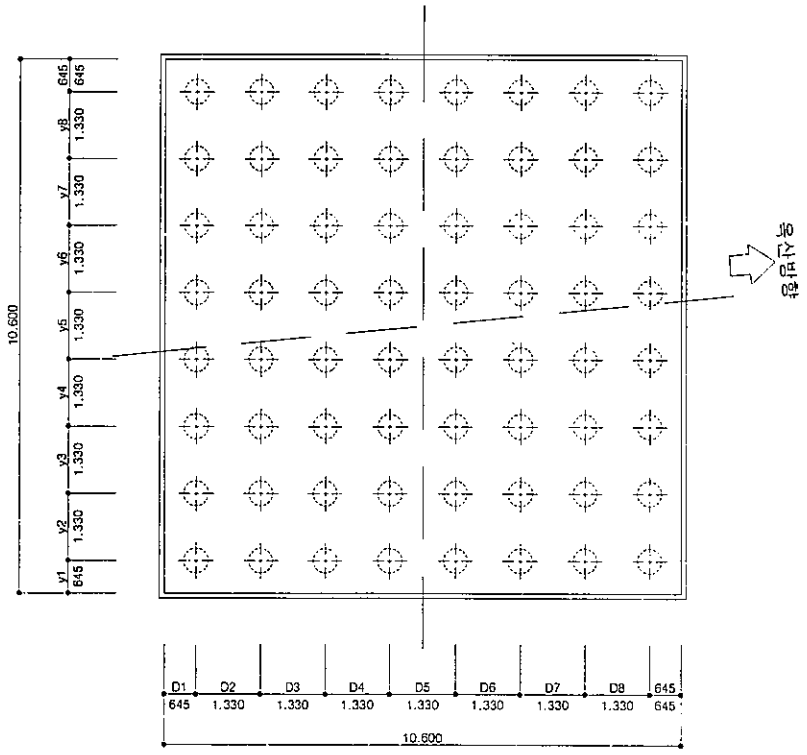
① 말뚝의 제원

말뚝 종류	직경(mm)	두께(mm)	종별	길이(m)
내부굴착PC.PHC말뚝	500	80	A	8.100

※ 말뚝길이는 기초평면에 묻힌 100mm는 제외한 길이로 계산한다.

콘크리트 설계기준강도	fck	=	80.0 MPa
콘크리트 탄성계수	Ep	=	40000.0 MPa
유효프리스트레스	fce	=	4.1 MPa
콘크리트 환산단면적	Ae	=	0.109 m^2
환산 단면2차모멘트	Ie	=	0.0025 m^4
환산 단면계수	Ze	=	0.0099 m^3
말뚝 머리의 평균 N치	N	=	10
말뚝 선단의 평균 N치	N	=	50
말뚝 선단의 근입깊이	Df	=	1.0 m
원지반으로부터 돌출된 길이	h	=	0.0 m

② 말뚝의 배치



2) 말뚝도심에서의 작용하중

구 분		Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	비 고
사용하중	COMBO 1	37080.786	598.379	8337.243	SVB16
	COMBO 2	32249.215	695.737	9507.038	SVB14
	COMBO 3	32249.215	695.737	9507.038	SVB14
	COMBO 4	32249.215	3983.000	61295.440	SVB22
계수하중	COMBO 1	52311.857	0.000	125.868	ULB01
	COMBO 2	40311.518	869.671	11883.798	ULB14
	COMBO 3	30490.864	869.671	11863.860	UEB14
	COMBO 4	32249.215	3983.000	61295.440	ULB22

3) 말뚝의 특성치 계산

① 말뚝의 축방향 스프링정수

Ap = Ae = 0.1085 ㎡ ; 말뚝의 환산단면적

a = 0.010 x (L/D) + 0.36 = 0.522

Kv = a x Ap x Ep / L = 279688.889 kN/m ; 말뚝의 축방향 스프링정수

② 말뚝의 축직각방향 스프링정수

: 1/β 가정된 값이 계산된 값과 일치할 때까지 반복 계산

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

α = 1 (평상시), 2 (지진시)

Eo = 1200 x N = 1200 x 10 = 12000 kN/㎡

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

가) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 평상시

가정된 1/β (m)	계산치 1/β (m)	Kh(kN/㎥)
0.500	2.322	27269.26
2.322	2.681	15331.97
2.681	2.718	14526.25
2.718	2.721	14452.92
2.721	2.722	14446.06
2.722	2.722	14445.42
2.722	2.722	14445.36

Kh = 14445.35 kN/㎥

β = 0.367 m-1

βL = 0.367 x 8.1000 = 2.976 < 3 ∴ 유한장 말뚝으로 설계한다.

나) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 지진시

가정된 1/β (m)	계산치 1/β (m)	Kh(kN/㎥)
0.500	1.952	54538.53
1.952	2.218	32722.73
2.218	2.245	31192.54
2.245	2.248	31052.80
2.248	2.248	31039.74
2.248	2.248	31038.51
2.248	2.248	31038.40

Kh = 31038.39 kN/㎥

β = 0.445 m-1

βL = 0.445 x 8.1000 = 3.603 ≥ 3 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

4) 말뚝의 변위 및 부재력

① 말뚝머리 고정일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	19657.232	34885.956	$4EI\beta^3$	kN/m
K2	26749.559	39210.478	$2EI\beta^2$	kN/rad
K3	26749.559	39210.478	$2EI\beta^2$	kN/rad
K4	72801.594	88142.151	$2EI\beta$	kN.m/rad

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

나) 기초의 변위

말뚝원정에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	1258062.8	2232701.2
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{(K_v - K_1)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	-1711971.8	-2509470.6
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	17900088.9	17900088.9
Aya,Aay	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i + K_2\sin\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	170892505.0	171874300.6
일반식	$\begin{bmatrix}\delta_x\\ \delta_y\\ \alpha\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}A_{xx} & A_{xy} & A_{xa}\\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya}\\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa}\end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix}H_o\\ V_o\\ M_o\end{bmatrix}$		

구 분	사용하중			구 분	계수하중		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)		δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	0.0005495	0.0020715	0.0000543	COMBO 1	0.0000010	0.0029224	0.0000007
COMBO 2	0.0006374	0.0018016	0.0000620	COMBO 2	0.0007968	0.0022520	0.0000775
COMBO 3	0.0006374	0.0018016	0.0000620	COMBO 3	0.0007966	0.0017034	0.0000774
COMBO 4	0.0022212	0.0018016	0.0003891	COMBO 4	0.0022212	0.0018016	0.0003891

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 2.221 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ O.K

다) 말뚝의 작용력과 말뚝머리에서의 반력

▣ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

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

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

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0005495	0.0023243	0.0000543	650.072	9.350	-10.747
	2	0.0005495	0.0022521	0.0000543	629.876	9.350	-10.747
	3	0.0005495	0.0021799	0.0000543	609.681	9.350	-10.747
	4	0.0005495	0.0021076	0.0000543	589.485	9.350	-10.747
	5	0.0005495	0.0020354	0.0000543	569.289	9.350	-10.747
	6	0.0005495	0.0019632	0.0000543	549.094	9.350	-10.747
	7	0.0005495	0.0018910	0.0000543	528.898	9.350	-10.747
	8	0.0005495	0.0018188	0.0000543	508.702	9.350	-10.747
COMBO 2	1	0.0006374	0.0020903	0.0000620	584.637	10.871	-12.536
	2	0.0006374	0.0020078	0.0000620	561.568	10.871	-12.536
	3	0.0006374	0.0019253	0.0000620	538.498	10.871	-12.536
	4	0.0006374	0.0018429	0.0000620	515.429	10.871	-12.536
	5	0.0006374	0.0017604	0.0000620	492.359	10.871	-12.536
	6	0.0006374	0.0016779	0.0000620	469.290	10.871	-12.536
	7	0.0006374	0.0015954	0.0000620	446.220	10.871	-12.536
	8	0.0006374	0.0015129	0.0000620	423.151	10.871	-12.536
COMBO 3	1	0.0006374	0.0020903	0.0000620	584.637	10.871	-12.536
	2	0.0006374	0.0020078	0.0000620	561.568	10.871	-12.536
	3	0.0006374	0.0019253	0.0000620	538.498	10.871	-12.536
	4	0.0006374	0.0018429	0.0000620	515.429	10.871	-12.536
	5	0.0006374	0.0017604	0.0000620	492.359	10.871	-12.536
	6	0.0006374	0.0016779	0.0000620	469.290	10.871	-12.536
	7	0.0006374	0.0015954	0.0000620	446.220	10.871	-12.536
	8	0.0006374	0.0015129	0.0000620	423.151	10.871	-12.536
COMBO 4	1	0.0022212	0.0036127	0.0003891	1010.432	62.234	-52.803
	2	0.0022212	0.0030953	0.0003891	865.707	62.234	-52.803
	3	0.0022212	0.0025778	0.0003891	720.982	62.234	-52.803
	4	0.0022212	0.0020603	0.0003891	576.257	62.234	-52.803
	5	0.0022212	0.0015429	0.0003891	431.531	62.234	-52.803
	6	0.0022212	0.0010254	0.0003891	286.806	62.234	-52.803
	7	0.0022212	0.0005080	0.0003891	142.081	62.234	-52.803
	8	0.0022212	-0.0000095	0.0003891	-2.644	62.234	-52.803

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0000010	0.0029259	0.0000007	818.345	0.000	0.027
	2	0.0000010	0.0029249	0.0000007	818.067	0.000	0.027
	3	0.0000010	0.0029239	0.0000007	817.789	0.000	0.027
	4	0.0000010	0.0029229	0.0000007	817.512	0.000	0.027
	5	0.0000010	0.0029219	0.0000007	817.234	0.000	0.027
	6	0.0000010	0.0029209	0.0000007	816.956	0.000	0.027
	7	0.0000010	0.0029200	0.0000007	816.678	0.000	0.027
	8	0.0000010	0.0029190	0.0000007	816.401	0.000	0.027
COMBO 2	1	0.0007968	0.0026129	0.0000775	730.797	13.589	-15.670
	2	0.0007968	0.0025098	0.0000775	701.960	13.589	-15.670
	3	0.0007968	0.0024067	0.0000775	673.123	13.589	-15.670
	4	0.0007968	0.0023036	0.0000775	644.286	13.589	-15.670
	5	0.0007968	0.0022005	0.0000775	615.449	13.589	-15.670
	6	0.0007968	0.0020974	0.0000775	586.612	13.589	-15.670
	7	0.0007968	0.0019943	0.0000775	557.775	13.589	-15.670
	8	0.0007968	0.0018912	0.0000775	528.938	13.589	-15.670
COMBO 3	1	0.0007966	0.0020637	0.0000774	577.195	13.589	-15.674
	2	0.0007966	0.0019608	0.0000774	548.402	13.589	-15.674
	3	0.0007966	0.0018578	0.0000774	519.609	13.589	-15.674
	4	0.0007966	0.0017549	0.0000774	490.816	13.589	-15.674
	5	0.0007966	0.0016519	0.0000774	462.023	13.589	-15.674
	6	0.0007966	0.0015490	0.0000774	433.230	13.589	-15.674
	7	0.0007966	0.0014460	0.0000774	404.437	13.589	-15.674
	8	0.0007966	0.0013431	0.0000774	375.644	13.589	-15.674
COMBO 4	1	0.0022212	0.0036127	0.0003891	1010.432	62.234	-52.803
	2	0.0022212	0.0030953	0.0003891	865.707	62.234	-52.803
	3	0.0022212	0.0025778	0.0003891	720.982	62.234	-52.803
	4	0.0022212	0.0020603	0.0003891	576.257	62.234	-52.803
	5	0.0022212	0.0015429	0.0003891	431.531	62.234	-52.803
	6	0.0022212	0.0010254	0.0003891	286.806	62.234	-52.803
	7	0.0022212	0.0005080	0.0003891	142.081	62.234	-52.803
	8	0.0022212	-0.0000095	0.0003891	-2.644	62.234	-52.803

▣ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

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

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

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

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	4.655	0	650.072	9.350	-10.747	8
	2	3.325	0	629.876	9.350	-10.747	8
	3	1.995	0	609.681	9.350	-10.747	8
	4	0.665	0	589.485	9.350	-10.747	8
	5	-0.665	0	569.289	9.350	-10.747	8
	6	-1.995	0	549.094	9.350	-10.747	8
	7	-3.325	0	528.898	9.350	-10.747	8
	8	-4.655	0	508.702	9.350	-10.747	8
	계			37080.786	598.379	8337.243	64
COMBO 2	1	4.655	0	584.637	10.871	-12.536	8
	2	3.325	0	561.568	10.871	-12.536	8
	3	1.995	0	538.498	10.871	-12.536	8
	4	0.665	0	515.429	10.871	-12.536	8
	5	-0.665	0	492.359	10.871	-12.536	8
	6	-1.995	0	469.290	10.871	-12.536	8
	7	-3.325	0	446.220	10.871	-12.536	8
	8	-4.655	0	423.151	10.871	-12.536	8
	계			32249.215	695.737	9507.038	64
COMBO 3	1	4.655	0	584.637	10.871	-12.536	8
	2	3.325	0	561.568	10.871	-12.536	8
	3	1.995	0	538.498	10.871	-12.536	8
	4	0.665	0	515.429	10.871	-12.536	8
	5	-0.665	0	492.359	10.871	-12.536	8
	6	-1.995	0	469.290	10.871	-12.536	8
	7	-3.325	0	446.220	10.871	-12.536	8
	8	-4.655	0	423.151	10.871	-12.536	8
	계			32249.215	695.737	9507.038	64
COMBO 4	1	4.655	0	1010.432	62.234	-52.803	8
	2	3.325	0	865.707	62.234	-52.803	8
	3	1.995	0	720.982	62.234	-52.803	8
	4	0.665	0	576.257	62.234	-52.803	8
	5	-0.665	0	431.531	62.234	-52.803	8
	6	-1.995	0	286.806	62.234	-52.803	8
	7	-3.325	0	142.081	62.234	-52.803	8
	8	-4.655	0	-2.644	62.234	-52.803	8
	계			32249.215	3983.000	61295.440	64

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	4.655	0	818.345	0.000	0.027	8
	2	3.325	0	818.067	0.000	0.027	8
	3	1.995	0	817.789	0.000	0.027	8
	4	0.665	0	817.512	0.000	0.027	8
	5	-0.665	0	817.234	0.000	0.027	8
	6	-1.995	0	816.956	0.000	0.027	8
	7	-3.325	0	816.678	0.000	0.027	8
	8	-4.655	0	816.401	0.000	0.027	8
	계			52311.857	0.000	125.868	64
COMBO 2	1	4.655	0	730.797	13.589	-15.670	8
	2	3.325	0	701.960	13.589	-15.670	8
	3	1.995	0	673.123	13.589	-15.670	8
	4	0.665	0	644.286	13.589	-15.670	8
	5	-0.665	0	615.449	13.589	-15.670	8
	6	-1.995	0	586.612	13.589	-15.670	8
	7	-3.325	0	557.775	13.589	-15.670	8
	8	-4.655	0	528.938	13.589	-15.670	8
	계			40311.518	869.671	11883.798	64
COMBO 3	1	4.655	0	577.195	13.589	-15.674	8
	2	3.325	0	548.402	13.589	-15.674	8
	3	1.995	0	519.609	13.589	-15.674	8
	4	0.665	0	490.816	13.589	-15.674	8
	5	-0.665	0	462.023	13.589	-15.674	8
	6	-1.995	0	433.230	13.589	-15.674	8
	7	-3.325	0	404.437	13.589	-15.674	8
	8	-4.655	0	375.644	13.589	-15.674	8
	계			30490.864	869.671	11863.860	64
COMBO 4	1	4.655	0	1010.432	62.234	-52.803	8
	2	3.325	0	865.707	62.234	-52.803	8
	3	1.995	0	720.982	62.234	-52.803	8
	4	0.665	0	576.257	62.234	-52.803	8
	5	-0.665	0	431.531	62.234	-52.803	8
	6	-1.995	0	286.806	62.234	-52.803	8
	7	-3.325	0	142.081	62.234	-52.803	8
	8	-4.655	0	-2.644	62.234	-52.803	8
	계			32249.215	3983.000	61295.440	64

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : SVB16

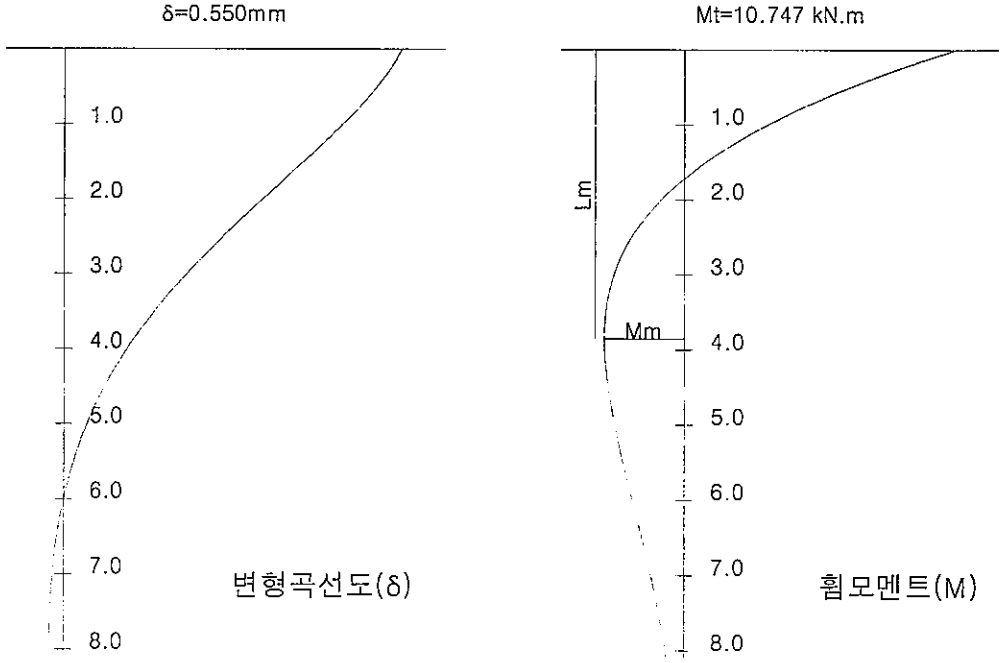
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -3.123 kN.m, 3.856 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.550 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.550 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	10.747	-9.350	0.550	
0.540	6.264	-7.282	0.507	
1.080	2.845	-5.421	0.445	
1.620	0.362	-3.820	0.375	
2.160	-1.331	-2.497	0.304	
2.700	-2.383	-1.445	0.236	
3.240	-2.937	-0.645	0.175	
3.780	-3.120	-0.066	0.123	
4.320	-3.042	0.328	0.080	
4.860	-2.792	0.572	0.046	
5.400	-2.444	0.699	0.020	
5.940	-2.053	0.739	0.002	
6.480	-1.657	0.719	-0.011	
7.020	-1.284	0.658	-0.019	
7.560	-0.950	0.575	-0.023	
8.100	-0.664	0.482	-0.024	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 2 : SVB14

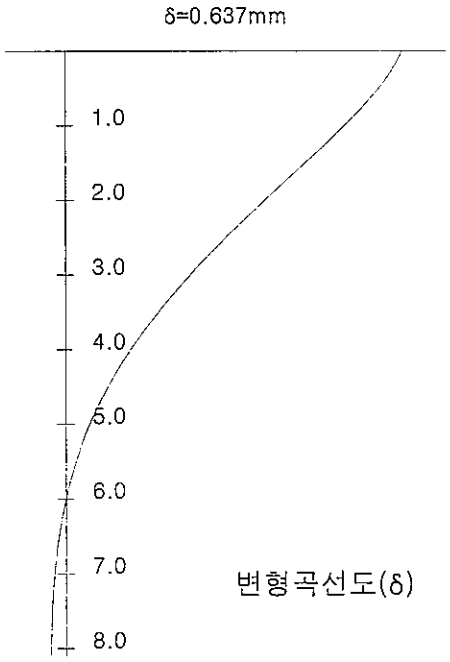
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

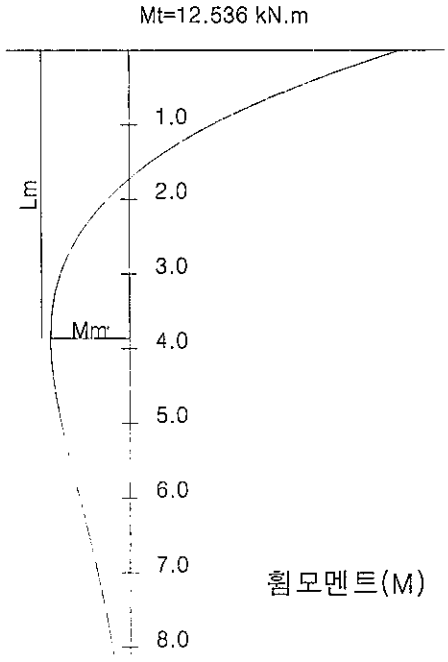
- 최대모멘트 및 깊이 : -3.619 kN.m, 3.863 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.637 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.637 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	12.536	-10.871	0.637	
0.540	7.322	-8.471	0.588	
1.080	3.343	-6.311	0.517	
1.620	0.452	-4.451	0.436	
2.160	-1.522	-2.912	0.353	
2.700	-2.750	-1.690	0.275	
3.240	-3.399	-0.759	0.204	
3.780	-3.616	-0.084	0.144	
4.320	-3.528	0.376	0.094	
4.860	-3.241	0.661	0.054	
5.400	-2.839	0.809	0.024	
5.940	-2.386	0.857	0.002	
6.480	-1.926	0.834	-0.013	
7.020	-1.493	0.764	-0.022	
7.560	-1.106	0.668	-0.027	
8.100	-0.774	0.561	-0.028	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉰ COMBO 3 : SVB14

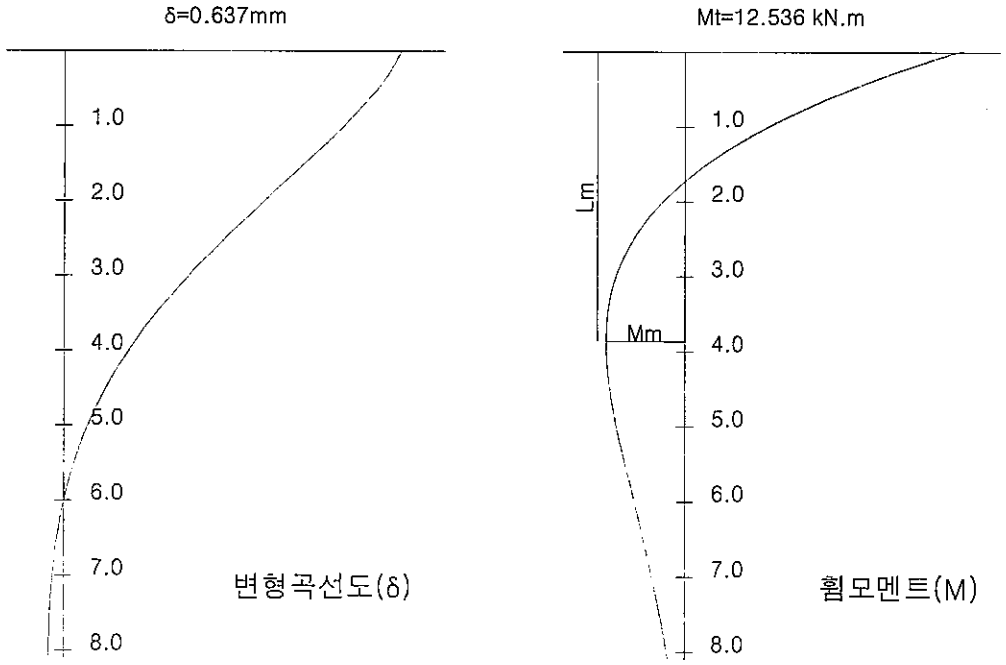
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -3.619 kN.m, 3.863 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.637 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.637 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	12.536	-10.871	0.637	
0.540	7.322	-8.471	0.588	
1.080	3.343	-6.311	0.517	
1.620	0.452	-4.451	0.436	
2.160	-1.522	-2.912	0.353	
2.700	-2.750	-1.690	0.275	
3.240	-3.399	-0.759	0.204	
3.780	-3.616	-0.084	0.144	
4.320	-3.528	0.376	0.094	
4.860	-3.241	0.661	0.054	
5.400	-2.839	0.809	0.024	
5.940	-2.386	0.857	0.002	
6.480	-1.926	0.834	-0.013	
7.020	-1.493	0.764	-0.022	
7.560	-1.106	0.668	-0.027	
8.100	-0.774	0.561	-0.028	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉲ COMBO 4 : SVB22

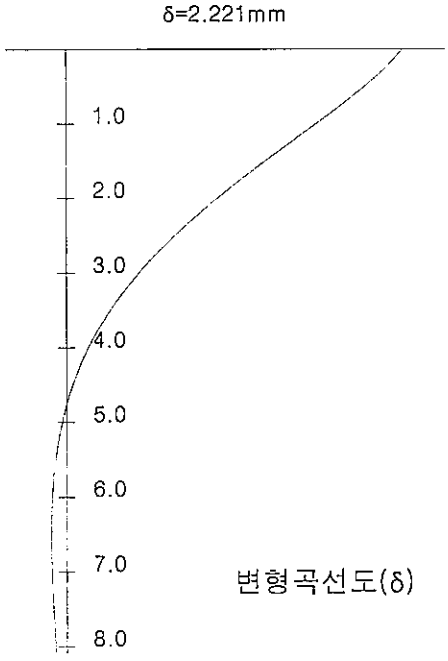
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

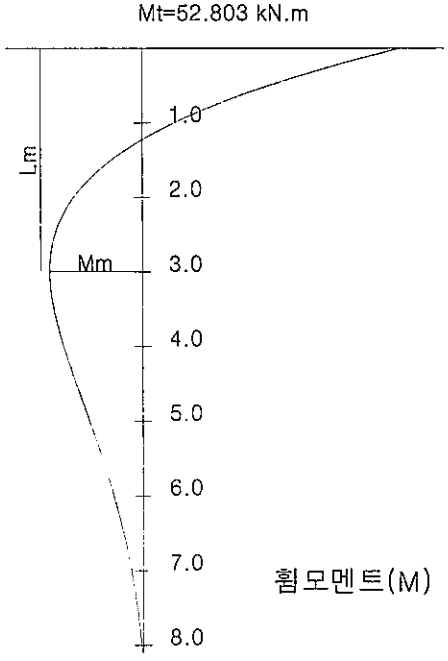
- 최대모멘트 및 깊이 : -19.040 kN.m, 2.991 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.221 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.221 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	52.803	-62.234	2.221	
0.540	24.038	-44.685	1.949	
1.080	4.065	-29.774	1.603	
1.620	-8.658	-17.849	1.244	
2.160	-15.741	-8.853	0.909	
2.700	-18.693	-2.486	0.619	
3.240	-18.822	1.678	0.384	
3.780	-17.194	4.101	0.203	
4.320	-14.626	5.228	0.073	
4.860	-11.710	5.450	-0.014	
5.400	-8.844	5.093	-0.066	
5.940	-6.268	4.410	-0.093	
6.480	-4.106	3.587	-0.101	
7.020	-2.396	2.752	-0.097	
7.560	-1.121	1.986	-0.085	
8.100	-0.231	1.332	-0.070	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 2 : ULB14

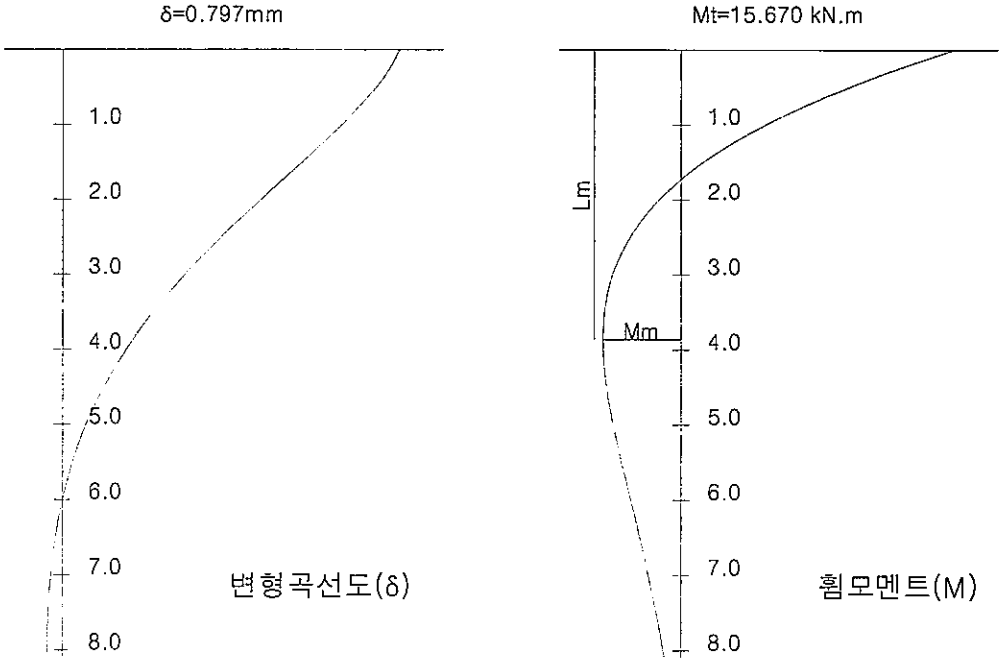
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -4.524 kN.m, 3.863 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.797 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.797 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	15.670	-13.589	0.797	
0.540	9.152	-10.589	0.735	
1.080	4.179	-7.889	0.646	
1.620	0.565	-5.563	0.545	
2.160	-1.902	-3.640	0.441	
2.700	-3.438	-2.112	0.343	
3.240	-4.249	-0.948	0.255	
3.780	-4.520	-0.104	0.180	
4.320	-4.410	0.470	0.117	
4.860	-4.052	0.826	0.067	
5.400	-3.549	1.012	0.030	
5.940	-2.982	1.071	0.002	
6.480	-2.408	1.042	-0.016	
7.020	-1.867	0.956	-0.027	
7.560	-1.382	0.835	-0.033	
8.100	-0.967	0.701	-0.035	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 3 : UEB14

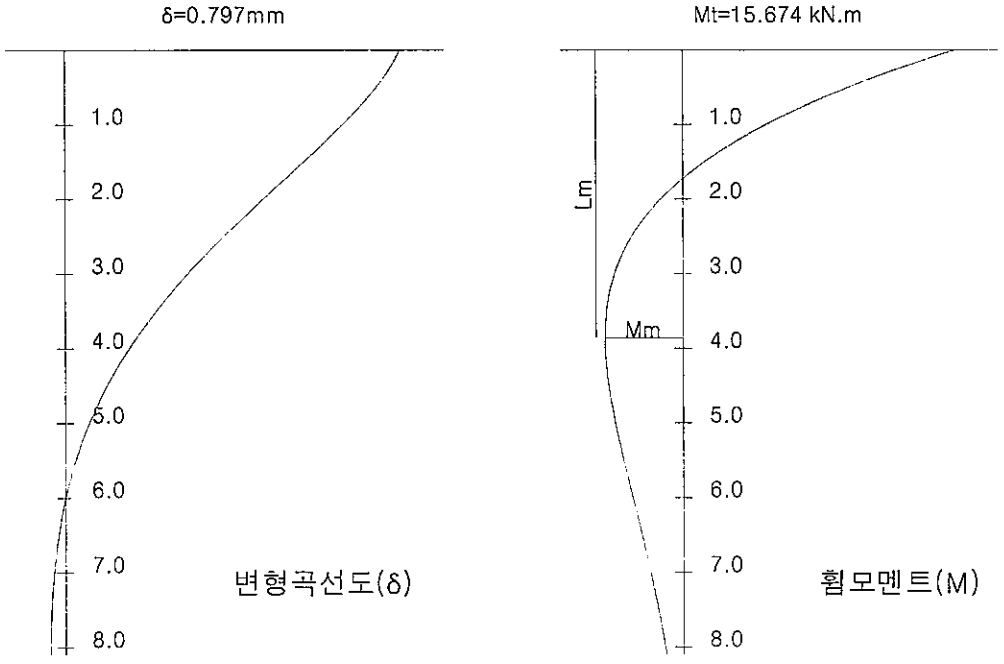
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -4.523 kN.m, 3.864 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.797 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.797 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	15.674	-13.589	0.797	
0.540	9.157	-10.590	0.735	
1.080	4.183	-7.889	0.646	
1.620	0.568	-5.564	0.545	
2.160	-1.899	-3.641	0.441	
2.700	-3.436	-2.113	0.343	
3.240	-4.247	-0.949	0.255	
3.780	-4.519	-0.105	0.180	
4.320	-4.409	0.469	0.117	
4.860	-4.051	0.825	0.068	
5.400	-3.549	1.011	0.030	
5.940	-2.982	1.071	0.003	
6.480	-2.408	1.042	-0.016	
7.020	-1.867	0.955	-0.027	
7.560	-1.382	0.835	-0.033	
8.100	-0.967	0.701	-0.035	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 4 : ULB22

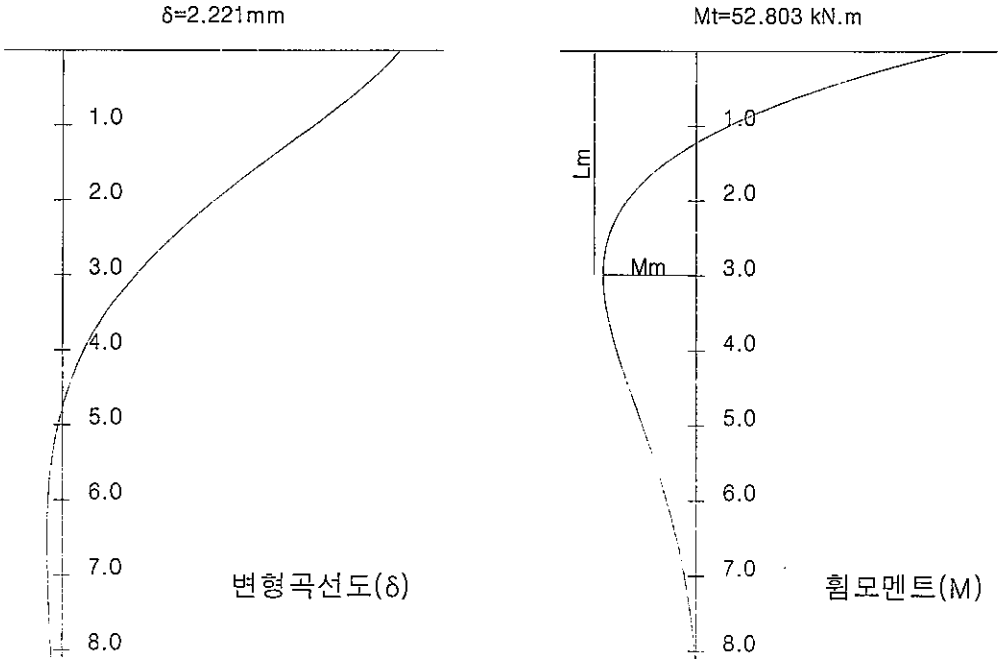
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -19.040 kN.m, 2.991 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.221 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.221 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	52.803	-62.234	2.221	
0.540	24.038	-44.685	1.949	
1.080	4.065	-29.774	1.603	
1.620	-8.658	-17.849	1.244	
2.160	-15.741	-8.853	0.909	
2.700	-18.693	-2.486	0.619	
3.240	-18.822	1.678	0.384	
3.780	-17.194	4.101	0.203	
4.320	-14.626	5.228	0.073	
4.860	-11.710	5.450	-0.014	
5.400	-8.844	5.093	-0.066	
5.940	-6.268	4.410	-0.093	
6.480	-4.106	3.587	-0.101	
7.020	-2.396	2.752	-0.097	
7.560	-1.121	1.986	-0.085	
8.100	-0.231	1.332	-0.070	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



② 말뚝머리 힌지일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	9828.616	17442.978	$2EI\beta^3$	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	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	629031.4	1116350.6
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{(K_v - K_1)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	17900088.9	17900088.9
Aya,Aay	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i + K_2\sin\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2 + K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	166233203.0	166233203.0
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		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)		δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	0.0009513	0.0020715	0.0000502	COMBO 1	0.0000000	0.0029224	0.0000008
COMBO 2	0.0011060	0.0018016	0.0000572	COMBO 2	0.0013826	0.0022520	0.0000715
COMBO 3	0.0011060	0.0018016	0.0000572	COMBO 3	0.0013826	0.0017034	0.0000714
COMBO 4	0.0035679	0.0018016	0.0003687	COMBO 4	0.0035679	0.0018016	0.0003687

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 3.568 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ O.K

다) 말뚝의 작용력과 말뚝머리에서의 반력

▣ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

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

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

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0009513	0.0023050	0.0000502	644.685	9.350	0.000
	2	0.0009513	0.0022383	0.0000502	626.029	9.350	0.000
	3	0.0009513	0.0021716	0.0000502	607.372	9.350	0.000
	4	0.0009513	0.0021049	0.0000502	588.716	9.350	0.000
	5	0.0009513	0.0020382	0.0000502	570.059	9.350	0.000
	6	0.0009513	0.0019715	0.0000502	551.402	9.350	0.000
	7	0.0009513	0.0019048	0.0000502	532.746	9.350	0.000
	8	0.0009513	0.0018381	0.0000502	514.089	9.350	0.000
COMBO 2	1	0.0011060	0.0020678	0.0000572	578.354	10.871	0.000
	2	0.0011060	0.0019918	0.0000572	557.080	10.871	0.000
	3	0.0011060	0.0019157	0.0000572	535.805	10.871	0.000
	4	0.0011060	0.0018397	0.0000572	514.531	10.871	0.000
	5	0.0011060	0.0017636	0.0000572	493.257	10.871	0.000
	6	0.0011060	0.0016875	0.0000572	471.983	10.871	0.000
	7	0.0011060	0.0016115	0.0000572	450.708	10.871	0.000
	8	0.0011060	0.0015354	0.0000572	429.434	10.871	0.000
COMBO 3	1	0.0011060	0.0020678	0.0000572	578.354	10.871	0.000
	2	0.0011060	0.0019918	0.0000572	557.080	10.871	0.000
	3	0.0011060	0.0019157	0.0000572	535.805	10.871	0.000
	4	0.0011060	0.0018397	0.0000572	514.531	10.871	0.000
	5	0.0011060	0.0017636	0.0000572	493.257	10.871	0.000
	6	0.0011060	0.0016875	0.0000572	471.983	10.871	0.000
	7	0.0011060	0.0016115	0.0000572	450.708	10.871	0.000
	8	0.0011060	0.0015354	0.0000572	429.434	10.871	0.000
COMBO 4	1	0.0035679	0.0035181	0.0003687	983.965	62.234	0.000
	2	0.0035679	0.0030277	0.0003687	846.802	62.234	0.000
	3	0.0035679	0.0025372	0.0003687	709.639	62.234	0.000
	4	0.0035679	0.0020468	0.0003687	572.476	62.234	0.000
	5	0.0035679	0.0015564	0.0003687	435.312	62.234	0.000
	6	0.0035679	0.0010660	0.0003687	298.149	62.234	0.000
	7	0.0035679	0.0005756	0.0003687	160.986	62.234	0.000
	8	0.0035679	0.0000852	0.0003687	23.823	62.234	0.000

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0000000	0.0029260	0.0000008	818.359	0.000	0.000
	2	0.0000000	0.0029250	0.0000008	818.077	0.000	0.000
	3	0.0000000	0.0029239	0.0000008	817.795	0.000	0.000
	4	0.0000000	0.0029229	0.0000008	817.514	0.000	0.000
	5	0.0000000	0.0029219	0.0000008	817.232	0.000	0.000
	6	0.0000000	0.0029209	0.0000008	816.950	0.000	0.000
	7	0.0000000	0.0029199	0.0000008	816.669	0.000	0.000
	8	0.0000000	0.0029189	0.0000008	816.387	0.000	0.000
COMBO 2	1	0.0013826	0.0025848	0.0000715	722.942	13.589	0.000
	2	0.0013826	0.0024897	0.0000715	696.350	13.589	0.000
	3	0.0013826	0.0023946	0.0000715	669.757	13.589	0.000
	4	0.0013826	0.0022996	0.0000715	643.164	13.589	0.000
	5	0.0013826	0.0022045	0.0000715	616.571	13.589	0.000
	6	0.0013826	0.0021094	0.0000715	589.978	13.589	0.000
	7	0.0013826	0.0020143	0.0000715	563.385	13.589	0.000
	8	0.0013826	0.0019192	0.0000715	536.793	13.589	0.000
COMBO 3	1	0.0013826	0.0020356	0.0000714	569.338	13.589	0.000
	2	0.0013826	0.0019407	0.0000714	542.790	13.589	0.000
	3	0.0013826	0.0018458	0.0000714	516.242	13.589	0.000
	4	0.0013826	0.0017509	0.0000714	489.694	13.589	0.000
	5	0.0013826	0.0016559	0.0000714	463.146	13.589	0.000
	6	0.0013826	0.0015610	0.0000714	436.597	13.589	0.000
	7	0.0013826	0.0014661	0.0000714	410.049	13.589	0.000
	8	0.0013826	0.0013712	0.0000714	383.501	13.589	0.000
COMBO 4	1	0.0035679	0.0035181	0.0003687	983.965	62.234	0.000
	2	0.0035679	0.0030277	0.0003687	846.802	62.234	0.000
	3	0.0035679	0.0025372	0.0003687	709.639	62.234	0.000
	4	0.0035679	0.0020468	0.0003687	572.476	62.234	0.000
	5	0.0035679	0.0015564	0.0003687	435.312	62.234	0.000
	6	0.0035679	0.0010660	0.0003687	298.149	62.234	0.000
	7	0.0035679	0.0005756	0.0003687	160.986	62.234	0.000
	8	0.0035679	0.0000852	0.0003687	23.823	62.234	0.000

▣ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

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

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

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

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	4.655	0	644.685	9.350	0.000	8
	2	3.325	0	626.029	9.350	0.000	8
	3	1.995	0	607.372	9.350	0.000	8
	4	0.665	0	588.716	9.350	0.000	8
	5	-0.665	0	570.059	9.350	0.000	8
	6	-1.995	0	551.402	9.350	0.000	8
	7	-3.325	0	532.746	9.350	0.000	8
	8	-4.655	0	514.089	9.350	0.000	8
	계			37080.786	598.379	0.000	64
COMBO 2	1	4.655	0	578.354	10.871	0.000	8
	2	3.325	0	557.080	10.871	0.000	8
	3	1.995	0	535.805	10.871	0.000	8
	4	0.665	0	514.531	10.871	0.000	8
	5	-0.665	0	493.257	10.871	0.000	8
	6	-1.995	0	471.983	10.871	0.000	8
	7	-3.325	0	450.708	10.871	0.000	8
	8	-4.655	0	429.434	10.871	0.000	8
	계			32249.215	695.737	0.000	64
COMBO 3	1	4.655	0	578.354	10.871	0.000	8
	2	3.325	0	557.080	10.871	0.000	8
	3	1.995	0	535.805	10.871	0.000	8
	4	0.665	0	514.531	10.871	0.000	8
	5	-0.665	0	493.257	10.871	0.000	8
	6	-1.995	0	471.983	10.871	0.000	8
	7	-3.325	0	450.708	10.871	0.000	8
	8	-4.655	0	429.434	10.871	0.000	8
	계			32249.215	695.737	0.000	64
COMBO 4	1	4.655	0	983.965	62.234	0.000	8
	2	3.325	0	846.802	62.234	0.000	8
	3	1.995	0	709.639	62.234	0.000	8
	4	0.665	0	572.476	62.234	0.000	8
	5	-0.665	0	435.312	62.234	0.000	8
	6	-1.995	0	298.149	62.234	0.000	8
	7	-3.325	0	160.986	62.234	0.000	8
	8	-4.655	0	23.823	62.234	0.000	8
	계			32249.215	3983.000	0.000	64

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	4.655	0	818.359	0.000	0.000	8
	2	3.325	0	818.077	0.000	0.000	8
	3	1.995	0	817.795	0.000	0.000	8
	4	0.665	0	817.514	0.000	0.000	8
	5	-0.665	0	817.232	0.000	0.000	8
	6	-1.995	0	816.950	0.000	0.000	8
	7	-3.325	0	816.669	0.000	0.000	8
	8	-4.655	0	816.387	0.000	0.000	8
	계			52311.857	0.000	0.000	64
COMBO 2	1	4.655	0	722.942	13.589	0.000	8
	2	3.325	0	696.350	13.589	0.000	8
	3	1.995	0	669.757	13.589	0.000	8
	4	0.665	0	643.164	13.589	0.000	8
	5	-0.665	0	616.571	13.589	0.000	8
	6	-1.995	0	589.978	13.589	0.000	8
	7	-3.325	0	563.385	13.589	0.000	8
	8	-4.655	0	536.793	13.589	0.000	8
	계			40311.518	869.671	0.000	64
COMBO 3	1	4.655	0	569.338	13.589	0.000	8
	2	3.325	0	542.790	13.589	0.000	8
	3	1.995	0	516.242	13.589	0.000	8
	4	0.665	0	489.694	13.589	0.000	8
	5	-0.665	0	463.146	13.589	0.000	8
	6	-1.995	0	436.597	13.589	0.000	8
	7	-3.325	0	410.049	13.589	0.000	8
	8	-4.655	0	383.501	13.589	0.000	8
	계			30490.864	869.671	0.000	64
COMBO 4	1	4.655	0	983.965	62.234	0.000	8
	2	3.325	0	846.802	62.234	0.000	8
	3	1.995	0	709.639	62.234	0.000	8
	4	0.665	0	572.476	62.234	0.000	8
	5	-0.665	0	435.312	62.234	0.000	8
	6	-1.995	0	298.149	62.234	0.000	8
	7	-3.325	0	160.986	62.234	0.000	8
	8	-4.655	0	23.823	62.234	0.000	8
	계			32249.215	3983.000	0.000	64

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : SVB16

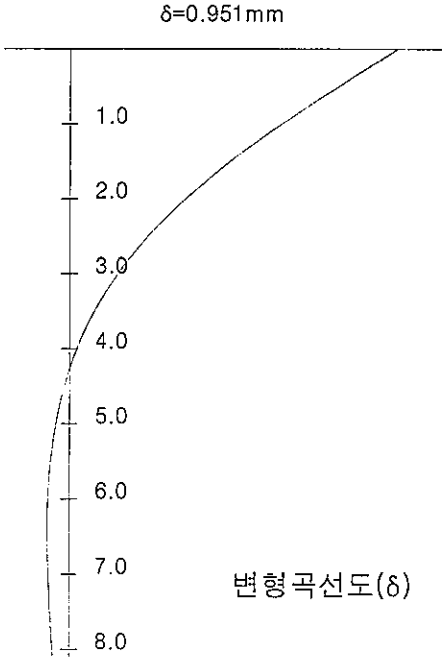
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

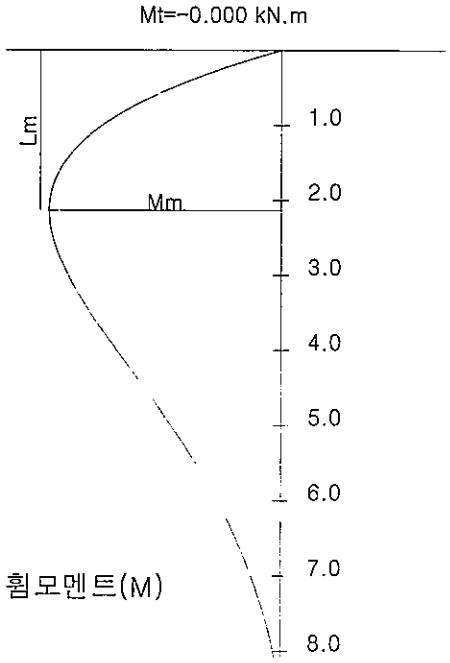
- 최대모멘트 및 깊이 : -8.204 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.951 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.951 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-9.350	0.951	
0.540	-4.113	-6.005	0.765	
1.080	-6.613	-3.369	0.590	
1.620	-7.868	-1.378	0.434	
2.160	-8.203	0.049	0.302	
2.700	-7.899	1.006	0.193	
3.240	-7.185	1.584	0.107	
3.780	-6.240	1.871	0.043	
4.320	-5.202	1.943	-0.003	
4.860	-4.169	1.866	-0.034	
5.400	-3.204	1.694	-0.053	
5.940	-2.349	1.468	-0.062	
6.480	-1.622	1.222	-0.064	
7.020	-1.028	0.978	-0.061	
7.560	-0.563	0.750	-0.055	
8.100	-0.214	0.549	-0.048	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉯ COMBO 2 : SVB14

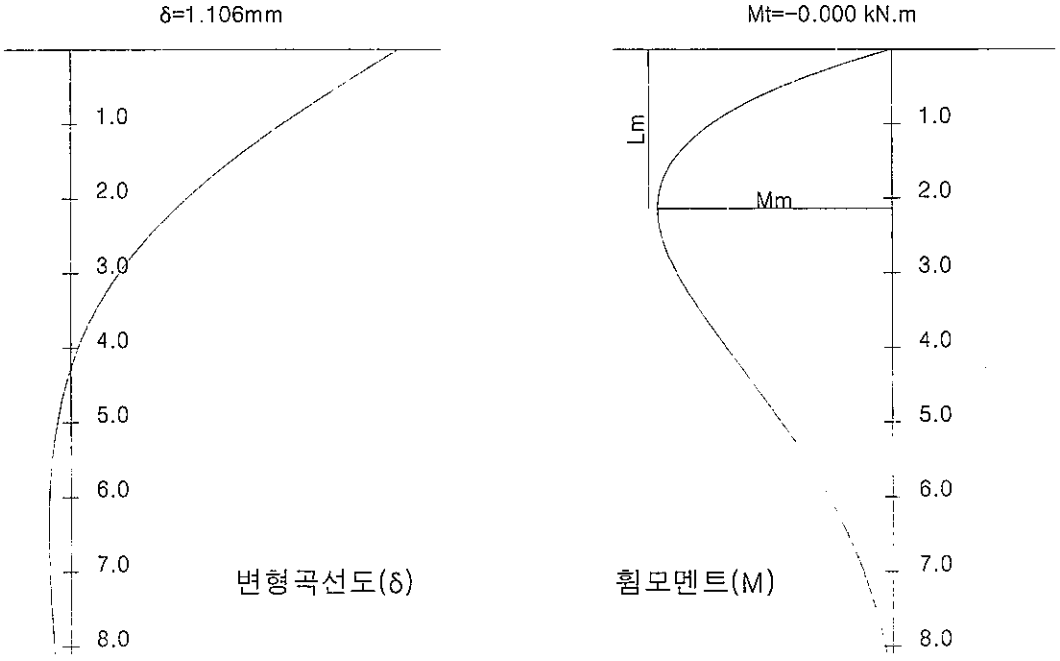
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -9.539 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.106 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.106 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-10.871	1.106	
0.540	-4.782	-6.982	0.889	
1.080	-7.689	-3.917	0.686	
1.620	-9.148	-1.602	0.505	
2.160	-9.538	0.057	0.351	
2.700	-9.184	1.170	0.224	
3.240	-8.354	1.842	0.125	
3.780	-7.256	2.176	0.050	
4.320	-6.049	2.259	-0.004	
4.860	-4.847	2.170	-0.040	
5.400	-3.726	1.969	-0.061	
5.940	-2.731	1.707	-0.072	
6.480	-1.886	1.421	-0.074	
7.020	-1.196	1.137	-0.071	
7.560	-0.655	0.872	-0.064	
8.100	-0.248	0.638	-0.056	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉡ COMBO 3 : SVB14

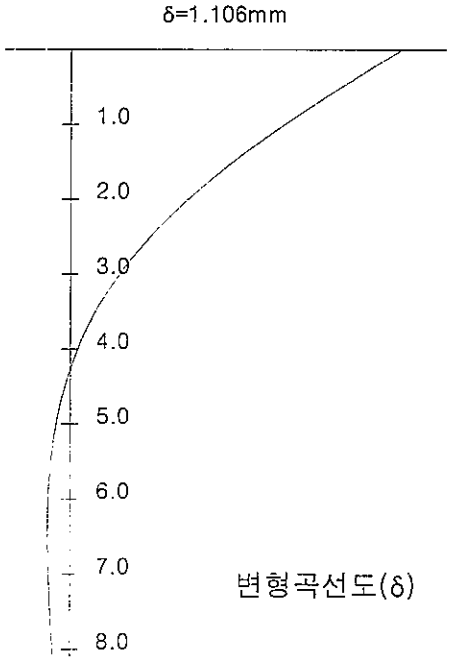
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

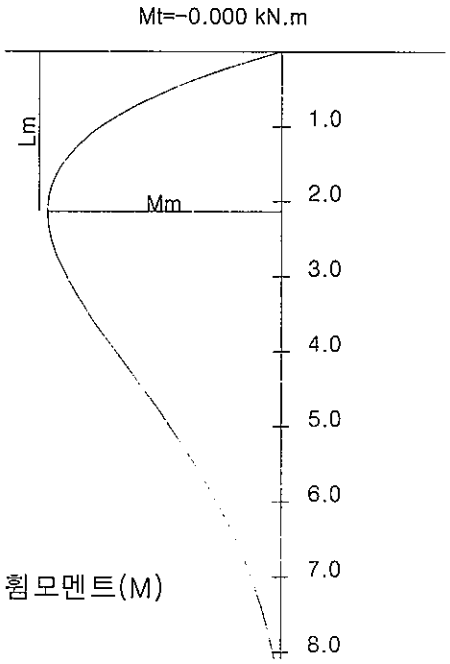
- 최대모멘트 및 깊이 : -9.539 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.106 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.106 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-10.871	1.106	
0.540	-4.782	-6.982	0.889	
1.080	-7.689	-3.917	0.686	
1.620	-9.148	-1.602	0.505	
2.160	-9.538	0.057	0.351	
2.700	-9.184	1.170	0.224	
3.240	-8.354	1.842	0.125	
3.780	-7.256	2.176	0.050	
4.320	-6.049	2.259	-0.004	
4.860	-4.847	2.170	-0.040	
5.400	-3.726	1.969	-0.061	
5.940	-2.731	1.707	-0.072	
6.480	-1.886	1.421	-0.074	
7.020	-1.196	1.137	-0.071	
7.560	-0.655	0.872	-0.064	
8.100	-0.248	0.638	-0.056	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉲ COMBO 4 : SVB22

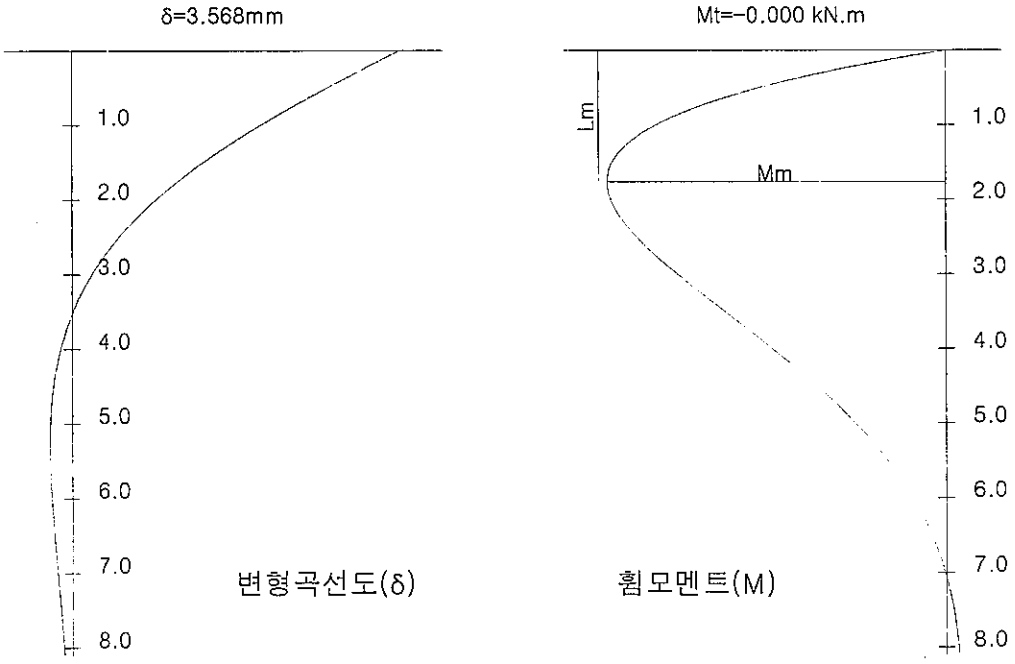
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -45.103 kN.m, 1.766 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.568 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.568 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-62.234	3.568	
0.540	-26.177	-35.894	2.725	
1.080	-39.991	-16.345	1.957	
1.620	-44.905	-2.769	1.304	
2.160	-43.869	5.878	0.782	
2.700	-39.246	10.693	0.388	
3.240	-32.825	12.701	0.109	
3.780	-25.873	12.790	-0.073	
4.320	-19.226	11.684	-0.180	
4.860	-13.369	9.939	-0.229	
5.400	-8.533	7.958	-0.239	
5.940	-4.767	6.010	-0.223	
6.480	-2.005	4.260	-0.193	
7.020	-0.115	2.791	-0.157	
7.560	1.064	1.629	-0.121	
8.100	1.697	0.762	-0.087	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 2 : ULS14

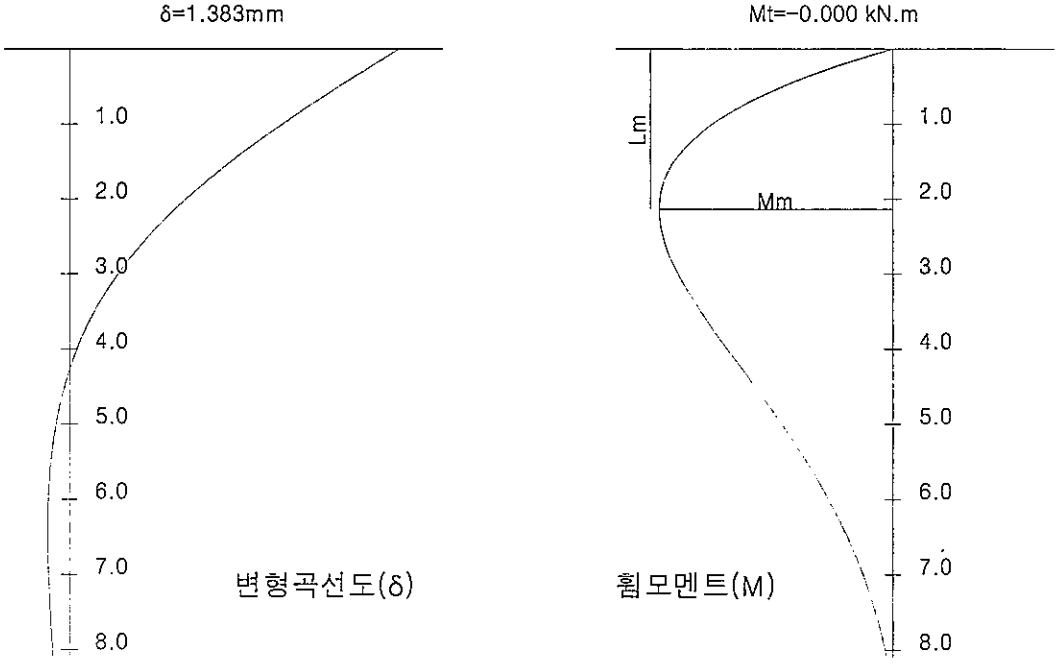
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -11.923 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.383 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.383 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-13.589	1.383	
0.540	-5.978	-8.728	1.111	
1.080	-9.612	-4.896	0.857	
1.620	-11.435	-2.003	0.631	
2.160	-11.922	0.072	0.438	
2.700	-11.480	1.462	0.280	
3.240	-10.442	2.303	0.156	
3.780	-9.070	2.719	0.062	
4.320	-7.561	2.824	-0.005	
4.860	-6.059	2.712	-0.049	
5.400	-4.657	2.462	-0.076	
5.940	-3.414	2.134	-0.090	
6.480	-2.357	1.776	-0.093	
7.020	-1.495	1.421	-0.089	
7.560	-0.818	1.090	-0.080	
8.100	-0.310	0.797	-0.070	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 3 : UEB14

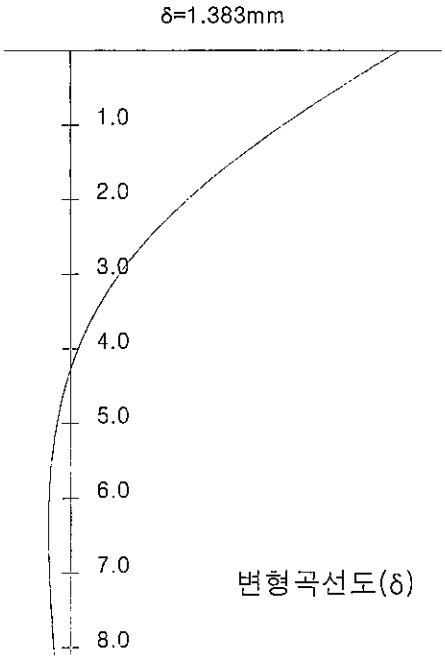
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

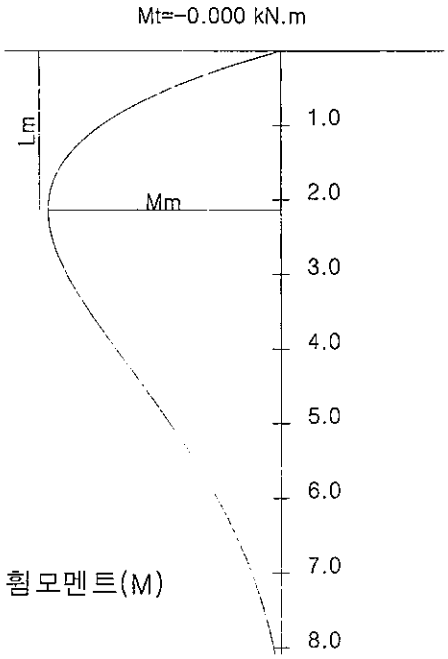
- 최대모멘트 및 깊이 : -11.923 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.383 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.383 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-13.589	1.383	
0.540	-5.978	-8.728	1.111	
1.080	-9.612	-4.896	0.857	
1.620	-11.435	-2.003	0.631	
2.160	-11.922	0.072	0.438	
2.700	-11.480	1.462	0.280	
3.240	-10.442	2.303	0.156	
3.780	-9.070	2.719	0.062	
4.320	-7.561	2.824	-0.005	
4.860	-6.059	2.712	-0.049	
5.400	-4.657	2.462	-0.076	
5.940	-3.414	2.134	-0.090	
6.480	-2.357	1.776	-0.093	
7.020	-1.495	1.421	-0.089	
7.560	-0.818	1.090	-0.080	
8.100	-0.310	0.797	-0.070	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉡ COMBO 4 : ULB22

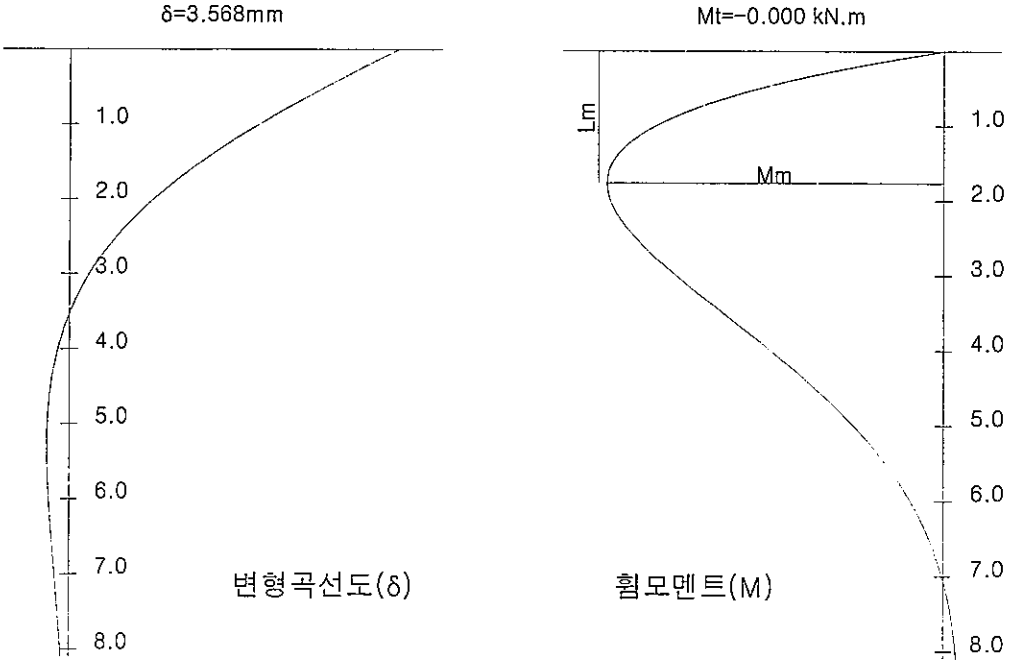
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -45.103 kN.m, 1.766 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.568 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.568 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-62.234	3.568	
0.540	-26.177	-35.894	2.725	
1.080	-39.991	-16.345	1.957	
1.620	-44.905	-2.769	1.304	
2.160	-43.869	5.878	0.782	
2.700	-39.246	10.693	0.388	
3.240	-32.825	12.701	0.109	
3.780	-25.873	12.790	-0.073	
4.320	-19.226	11.684	-0.180	
4.860	-13.369	9.939	-0.229	
5.400	-8.533	7.958	-0.239	
5.940	-4.767	6.010	-0.223	
6.480	-2.005	4.260	-0.193	
7.020	-0.115	2.791	-0.157	
7.560	1.064	1.629	-0.121	
8.100	1.697	0.762	-0.087	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



5) 말뚝의 안정성 검토

① 말뚝의 허용지지력 검토

가) 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 마찰지지 말뚝

Ra = r/n x (Ru - Ws) + Ws - W

Ra1 = 1730.000 kN (평상시) : 『별첨자료』 참조

Ra2 = 2595.000 kN (지진시) : 『별첨자료』 참조

말뚝의 주면장 U = π x 0.500 = 1.571 ㎡

U	N-치	토질분류	토층상도	f(kN/㎡)	주면마찰력(U*f*L)
1.571	10.000	사질토	5.998	20.000	188.441
1.571	50.000	사질토	2.102	100.000	330.140
계	-	-	-	-	518.582

N≤2 의 지반에는 주면 마찰력을 고려하지 않는다.

나) 말뚝의 허용 수평변위 검토

평상시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 1.1060 mm 0.K

지진시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 3.5679 mm 0.K

다) 말뚝의 허용인발력

Pa = 1/n x Pu + W ; Pu : 주면마찰력(kN), W : 수중말뚝의 중량

W = π x (0.500² - 0.340²)/ 4 x (25.00-10.00) x 8.100

= 12.825 kN

Pa1 = 1/3.0 x 518.582 + 12.82 = 185.686 kN (평상시)

Pa2 = 1/2.0 x 518.582 + 12.82 = 272.116 kN (지진시)

라) 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	650.072	508.702	1730.000	185.686	O.K
	HINGE	644.685	514.089	1730.000	185.686	O.K
COMBO 2	FIX	584.637	423.151	1730.000	185.686	O.K
	HINGE	578.354	429.434	1730.000	185.686	O.K
COMBO 3	FIX	584.637	423.151	1730.000	185.686	O.K
	HINGE	578.354	429.434	1730.000	185.686	O.K
COMBO 4	FIX	1010.432	-2.644	2595.000	272.116	O.K
	HINGE	983.965	23.823	2595.000	272.116	O.K

② 말뚝의 응력 검토

가) 말뚝의 이음과 장경비에 따른 허용응력의 감소율 검토

: 『도로교설계기준 해설(하부구조편)』 P223 참조

사용 PILE 본당 길이 : 15.00 m / 본

PILE 길이 : 8.20 m

이음개소수 : 0 개소

말뚝이음에 의한 허용응력 감소율 : 0.00%

장경비 (L/D) = 8.10/0.500 = 16.200 < 85 이므로 장경비에 따른 감소 없음.

따라서 허용응력의 총 감소율은 0.00% 적용

나) 말뚝의 휨응력 검토

허용 휨압축응력 fca = 28.000 MPa (평상시)

= 42.000 MPa (지진시)

허용 휨인장응력 fta = 0.000 MPa (평상시)

= -5.000 MPa (지진시)

f = fce ± M/Ze + V/Ae

= 4.104 ± M / 9906000.0 + V / 108500.0

구 분		V(kN)	M(kN.m)	fc	fca	ft	fta	비 고
COMBO 1	FIX	650.072	10.747	11.180	28.00	9.011	0.00	O.K
	HINGE	644.685	8.204	10.874	28.00	9.218	0.00	O.K
COMBO 2	FIX	584.637	12.536	10.758	28.00	8.227	0.00	O.K
	HINGE	578.354	9.539	10.397	28.00	8.472	0.00	O.K
COMBO 3	FIX	584.637	12.536	10.758	28.00	8.227	0.00	O.K
	HINGE	578.354	9.539	10.397	28.00	8.472	0.00	O.K
COMBO 4	FIX	1010.432	52.803	18.747	42.00	8.086	-5.00	O.K
	HINGE	983.965	45.103	17.726	42.00	8.620	-5.00	O.K

다) 말뚝의 전단응력 검토

τsa = 0.850 MPa (평상시)

= 1.250 MPa (지진시)

τ = α x Ho / Ap

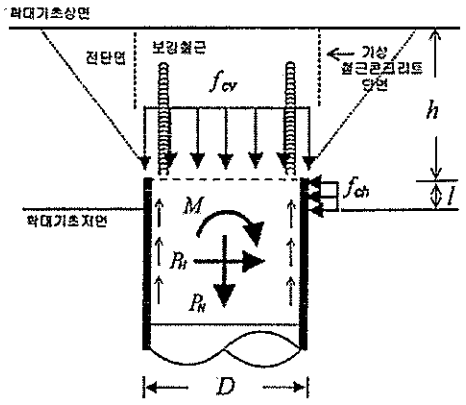
α = $4 \times (D^2 + D \times d + d^2) / (3 \times (D^2 + d^2))$

= $4 \times (500.0^2 + 500.0 \times 340.0 + 340.0^2) / (3 \times (500.0^2 + 340.0^2))$

= 1.953 : 전단형상계수

구 분		H(kN)	τ	τsa	비 고
COMBO 1	FIX	9.350	0.168	0.850	O.K
	HINGE	9.350	0.168	0.850	O.K
COMBO 2	FIX	10.871	0.196	0.850	O.K
	HINGE	10.871	0.196	0.850	O.K
COMBO 3	FIX	10.871	0.196	0.850	O.K
	HINGE	10.871	0.196	0.850	O.K
COMBO 4	FIX	62.234	1.120	1.250	O.K
	HINGE	62.234	1.120	1.250	O.K

6) 말뚝과 확대기초의 결합부 검토



① 압입력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수직지압응력

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

fck : 콘크리트의 설계기준강도(MPa)
PNmax : 상시와 지진시, 말뚝 머리에 작용하는 가장 큰 수직력(N)
D : 말뚝의 외경(mm)
fca : 상시,콘크리트의 허용지압응력 = 0.25fck (MPa), (해설표 참고)
fca' : 지진시, 콘크리트의 허용지압응력 = 1.33 × (0.25fck) (MPa)

-해설 표. 확대기초의 허용지압응력, fca(MPa)

설계기준강도 (fck,MPa)		21	24	27	30
허용지압응력 (fca,MPa)	상시 (fca)	5.25	6.00	6.75	7.50
	지진시 (fca')	6.98	7.98	8.98	9.98

* 수직지압응력(fcv) 검토 (상시)
fcv = 650072.1 / (π/4 x 500 ²)
= 3.311 MPa ≤ fca = 6.750 MPa ∴ O.K
* 수직지압응력(fcv) 검토 (지진시)
fcv = 1010432.3 / (π/4 x 500 ²)
= 5.146 MPa ≤ fca' = 8.978 MPa ∴ O.K

b. 확대기초 콘크리트의 압발전단응력

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

· τa3 : 상시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) ,(해설표 참조)
τa3' : 지진시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) ,(해설표 참조)
h : 확대기초의 유효두께 (mm)

-해설 표. 확대기초의 허용수직압발전단응력, τa3(MPa)

콘크리트의 설계기준강도 fck		21	24	27	30
허용압발 전단응력	상시 (τa3)	0.85	0.90	0.95	1.00
	지진시 (τa3')	1.131	1.197	1.264	1.330

* 압발전단응력(τv) 검토 (상시)
τv = 650072.1 / {π x (500 + 2200) x 2200 }
= 0.035 MPa ≤ τa3 = 0.950 MPa ∴ O.K
* 압발전단응력(τv) 검토 (지진시)
τv = 1010432.3 / {π x (500 + 2200) x 2200 }
= 0.054 MPa ≤ τa3' = 1.264 MPa ∴ O.K

② 인발력에 대한 검토
원칙적으로 인발력에 대한 검토는 하지 않아도 된다. [도로교 설계기준 해설(하부구조편) P292]

③ 수평력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수평지압응력

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

PHmax : 상시와 지진시, 말뚝머리에 작용하는 최대 말뚝축직각방향력 (N)
l : 말뚝의 매입길이 = 100 mm

* 수평지압응력(fch) 검토 (상시)
fch = 10870.888 / (500 x 100)
= 0.217 MPa ≤ fca = 6.750 MPa ∴ O.K
* 수평지압응력(fch) 검토 (지진시)
fch = 62234.375 / (500 x 100)
= 1.245 MPa ≤ fca' = 8.978 MPa ∴ O.K

b. 확대기초 단부 말뚝에 대한 수평압발전단응력

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

h' : 수평방향의 압발전단에 저항하는 확대기초의 유효두께 (m)

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (상시)

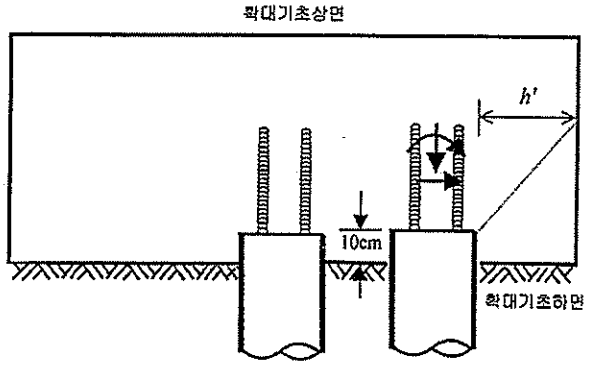
τh = 10870.888 / {395 x (200 + 500 + 790)}

= 0.018 MPa ≤ τa3 = 0.950 MPa ∴ O.K

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (지진시)

τh = 62234.375 / {395 x (200 + 500 + 790)}

= 0.106 MPa ≤ τa3' = 1.264 MPa ∴ O.K



④ 철근정착

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

fsa1 : 이형철근의 허용인장응력 (MPa) ,(해설표 참조)
Ast : 이형철근의 공칭단면적 (㎟) ,(해설표 참조)
U : 이형철근의 공칭둘레길이 (mm)
τoa : 콘크리트의 허용부착응력 (MPa) ,(해설표 참조)
d1 : 이형철근의 공칭지름 (mm)

- 해설 표. 이형철근의 허용응력, fsa1 (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, Ast(㎟)	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, τoa (MPa)

콘크리트의 설계기준강도 (fck)	21.0	24.0	27.0	30.0
이형철근과 콘크리트의 허용부착응력 (τoa)	1.4	1.6	1.7	1.8

* 철근의 정착길이

일반적으로, Lo ≥ Lomin = 35d1 로 하는 것이 좋다. Lomin = 35 x 19.1 = 668.5 mm

Lo = 150.000 x 286.500 / (1.700 x 60.000) = 421.324 (≤ 668.500)
= 668.5 (mm)

이때, 정착길이는 다음을 만족하여야 한다.

L ≥ Lo + D/2 = 668.5 + 500/2 = 918.5 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 (㎟)

A2 : 지지면적 (㎟)

* 연직지압강도

ϕVn = 0.700 x (0.85 x 27.0 x 196349.5)

= 3154355.374 N ≥ PNmax = 818358.572 N ∴ O.K

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)

bp : π × (말뚝직경 + d)

* PUNCHING 전단강도

ϕVn = 0.800 x (⅓ x √27.0 x 8325.2 x 2150)

= 24801892.507 N ≥ PNmax = 818358.572 N ∴ O.K

교각 P2(옥산방향)

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 둥 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

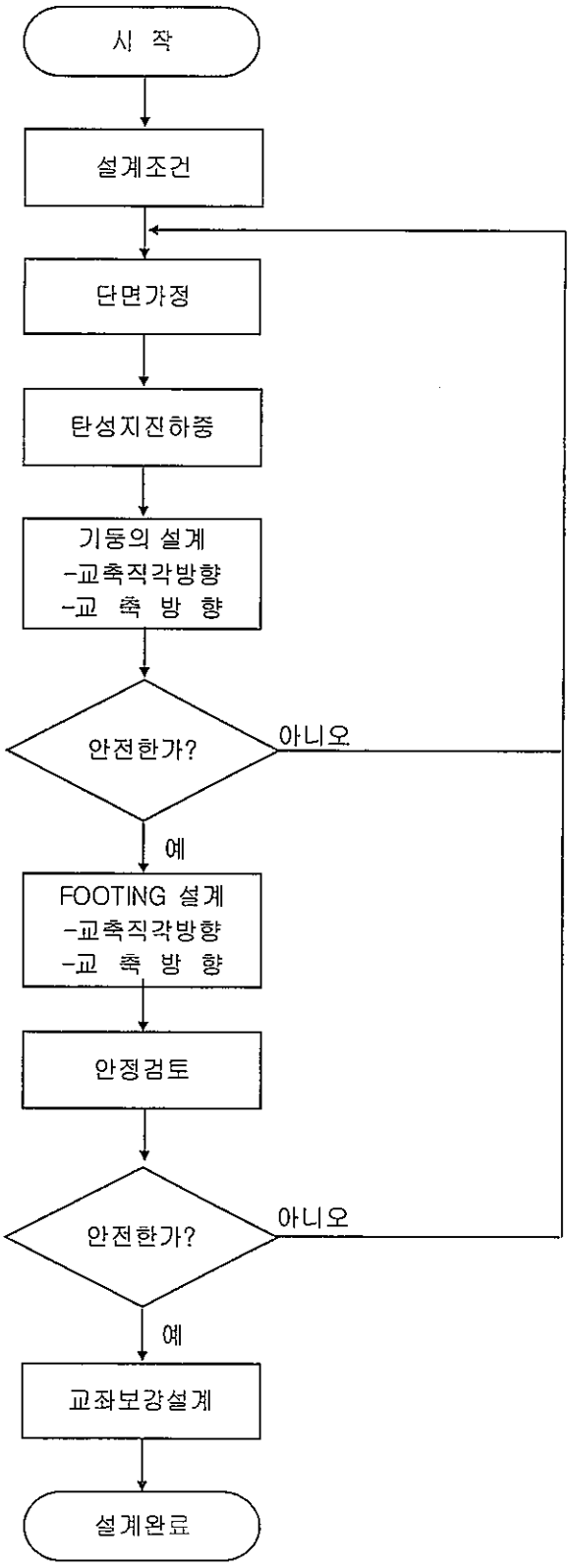
11. 기초 2방향전단(펀칭) 검토

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


시 작
설계조건
단면가정
탄성지진하중
기둥의 설계
-교축직각방향
-교 축 방 향
안전한가?
아니오
예
FOOTING 설계
-교축직각방향
-교 축 방 향
안정검토
안전한가?
아니오
예
교좌보강설계
설계완료

2. 해석결과 요약

▣ 말뚝 안정성검토 및 응력검토

구 분			허용값	발생값	비 고
교축방향	평상시	허용지지력(kN/EA)	1730.000	591.031	O.K
		허용인발력(kN/EA)	175.194	-	O.K
		휨 응력(MPa)	28.000	9.728	O.K
		전단응력(MPa)	0.850	0.054	O.K
		수평변위(mm)	15.000	0.308	O.K
	지진시	허용지지력(kN/EA)	2595.000	1009.537	O.K
		허용인발력(kN/EA)	257.329	-3.346	O.K
		휨 응력(MPa)	42.000	19.072	O.K
		전단응력(MPa)	1.250	1.144	O.K
		수평변위(mm)	15.000	3.642	O.K
교축직각 방향	평상시	허용지지력(kN/EA)	1730.000	697.240	O.K
		허용인발력(kN/EA)	175.194	-	O.K
		휨 응력(MPa)	28.000	11.178	O.K
		전단응력(MPa)	0.850	0.131	O.K
		수평변위(mm)	15.000	0.740	O.K
	지진시	허용지지력(kN/EA)	2595.000	1065.111	O.K
		허용인발력(kN/EA)	257.329	-58.920	O.K
		휨 응력(MPa)	42.000	18.933	O.K
		전단응력(MPa)	1.250	1.067	O.K
		수평변위(mm)	15.000	3.399	O.K

▣ 기둥의 단면 설계

단면위치		Puse	Pu(kN)	ϕPn(kN)	안전도	비 고
교축방향	축력최대	0.013	43843.044	110968.684	2.531	O.K
	모멘트최대	0.013	33458.635	110968.684	3.317	O.K
	탄성설계	0.013	25737.411	34453.902	1.339	O.K
	편심최대	0.013	23018.839	110968.684	4.821	O.K
교축직각방향	축력최대	0.013	43843.044	110968.684	2.531	O.K
	모멘트최대	0.013	40987.763	78866.450	1.924	O.K
	탄성설계	0.013	25737.411	28215.171	1.096	O.K
	편심최대	0.013	33121.708	69596.258	2.101	O.K
합성부재력	축력최대	0.013	43843.044	110968.684	2.531	O.K
	모멘트최대	0.013	33458.635	92904.111	2.777	O.K
	탄성설계	0.013	25737.411	26893.085	1.045	O.K
	편심최대	0.013	23018.839	77581.857	3.370	O.K
	모멘트최대	0.013	40987.763	78856.274	1.924	O.K
	편심최대	0.013	33121.708	69588.554	2.101	O.K

▣ 단면 설계

단면위치		길이 (mm)	피복 (mm)	Req.As (mm²)	Use.As (mm²)	Mu(kN.m)	ΦMn(kN.m)	안전도	비 고
두부보	좌측내민보	3800.1	100.0	60156.639	66712.800	70569.462	77890.194	1.104	O.K
	우측내민보	3800.1	100.0	57569.021	66712.800	67660.049	77890.194	1.151	O.K
	좌측내민보수	3500.0	100.0	6326.289	11693.000	7281.985	13410.501	1.842	O.K
	우측내민보수	3500.0	100.0	6232.169	11693.000	7174.104	13410.501	1.869	O.K
	교량받침1	2650.4	100.0	163.950	66712.800	136.571	51813.446	379.389	O.K
	교량받침8	2651.0	100.0	171.070	66712.800	142.536	51827.212	363.608	O.K
	교량받침9	3304.2	100.0	15210.205	66712.800	15857.587	66643.569	4.203	O.K
	교량받침2	3307.0	100.0	15276.548	66712.800	15940.081	66705.515	4.185	O.K
	교량받침10	3957.7	100.0	38173.648	66712.800	47538.340	81466.876	1.714	O.K
	교량받침3	3963.2	100.0	38342.367	66712.800	47814.178	81590.769	1.706	O.K
	교량받침12	3716.6	100.0	39634.973	66712.800	46059.429	75997.057	1.650	O.K
	교량받침5	3706.3	100.0	39309.085	66712.800	45553.671	75763.037	1.663	O.K
	교량받침13	2805.2	100.0	17590.186	66712.800	15319.157	55325.392	3.612	O.K
	교량받침6	2793.1	100.0	17262.541	66712.800	14967.361	55050.075	3.678	O.K
	교량받침14	1915.0	100.0	396.649	66712.800	231.158	35133.492	151.989	O.K
	교량받침7	1900.5	100.0	163.944	66712.800	94.763	34803.111	367.263	O.K
기초	교축방향	2300.0	150.0	56270.328	76392.100	39702.868	53470.592	1.347	O.K
	교직-지점부	2300.0	150.0	59670.538	82227.200	41942.345	57278.940	1.366	O.K

▣ 사용성 검토

단면위치		인장응력(fs)	허용응력(fsa)	철근간격(S)	최대간격(Sq)	비 고
두부보	좌측내민보	216.776	180.000	125.000	153.278	O.K
	우측내민보	210.833	180.000	125.000	163.517	O.K
	좌측내민보수평	189.902	180.000	146.156	204.689	O.K
	우측내민보수평	187.088	180.000	146.156	210.925	O.K
	교량받침1	0.709	180.000	125.000	88883.321	O.K
	교량받침8	0.736	180.000	125.000	85635.099	O.K
	교량받침9	56.507	180.000	125.000	1114.899	O.K
	교량받침2	56.750	180.000	125.000	1110.130	O.K
	교량받침10	139.393	180.000	125.000	354.949	O.K
	교량받침3	139.995	180.000	125.000	352.518	O.K
	교량받침12	147.841	180.000	125.000	322.668	O.K
	교량받침5	146.188	180.000	125.000	328.690	O.K
	교량받침13	68.447	180.000	125.000	920.420	O.K
	교량받침6	66.576	180.000	125.000	946.293	O.K
	교량받침14	3.739	180.000	125.000	16850.955	O.K
	교량받침7	1.791	180.000	125.000	35171.930	O.K
기초	교축방향	154.539	180.000	124.706	170.830	O.K
	교직-지점부	169.660	180.000	124.706	125.413	O.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	:	γc =	25 kN/m³		[도로교 설계기준 2.1.2]
2) 기초지반의 단위중량	:	$\gamma s2$ =	20 kN/m³		[도로교설계요령 제2권 P366]
3) 교량받침 마찰계수	:	fs =	0.15		

3.3 지 반 조 건

1) 기초지반의 N치	:	N =	10		
2) 기초지반의 내부마찰각	:	$\phi 2$ =	27.247 °	;	15 + √15N
3) 기초지반의 점착력	:	C =	0 kN/m²		
4) 기초지반의 마찰계수	:	μ =	0.328	;	TAN(⅔ · Φ2) : 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	:	fck =	두부보:	27 MPa	
			기둥:	27 MPa	
			기초:	27 MPa	
- 탄성계수	:	Ec =	두부보:	27804 MPa	
			기둥:	27804 MPa	
			기초:	27804 MPa	
					[도로교 설계기준 2.3.3]
2) 철근의 항복 강도(SD400)	:	fy =	두부보:	400 MPa	
			기둥:	400 MPa	
			기초:	400 MPa	
- 탄성계수	:	Es =	200000 MPa		[도로교 설계기준 2.3.3]

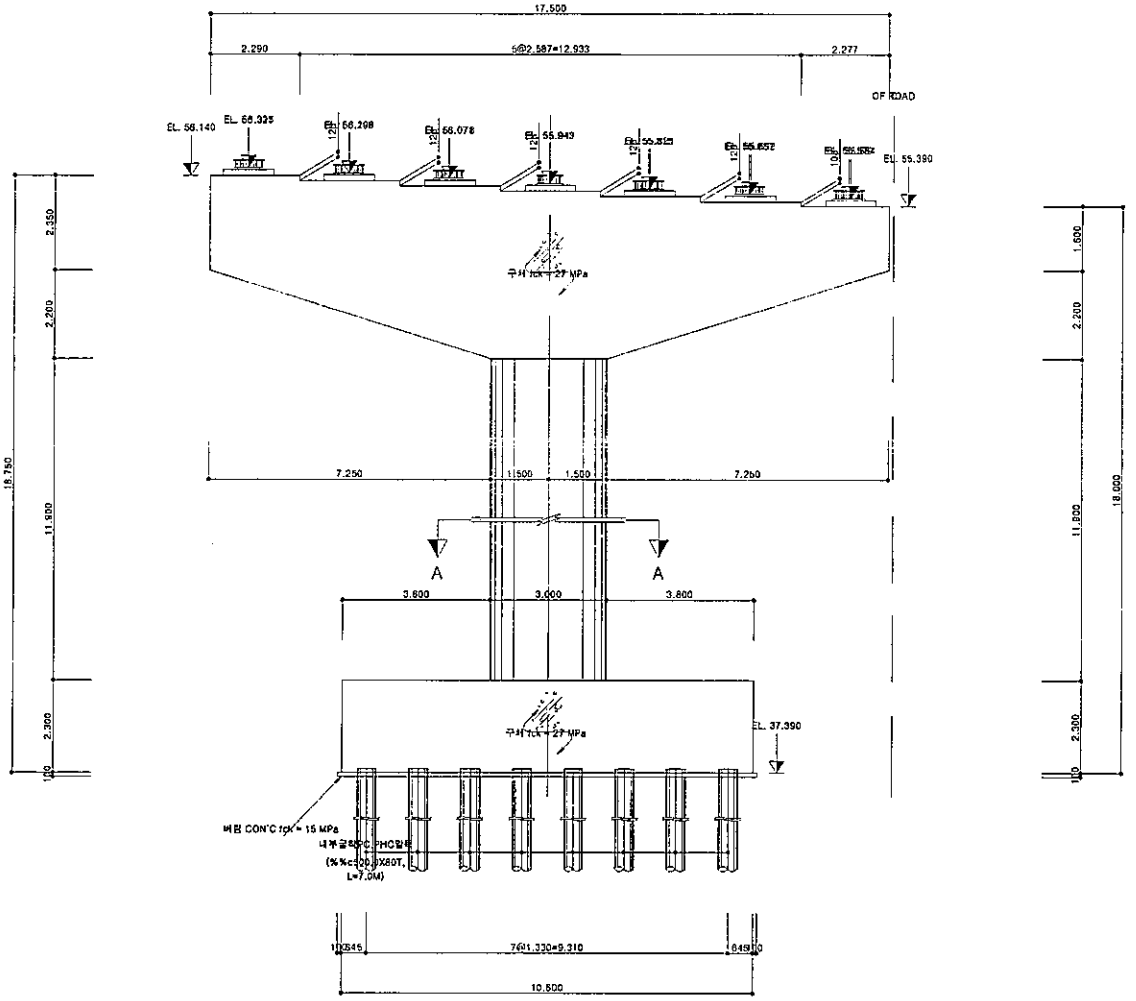
3.5 설 계 방 법

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	1349.442	361.387	440.259	31.339
2	1338.023	391.767	408.443	83.970
3	1309.224	401.812	356.033	168.310
4	1300.529	392.554	265.562	279.370
5	1310.454	355.588	158.949	368.036
6	1341.672	296.886	85.059	410.754
7	1354.544	215.897	37.485	408.552
8	1349.856	227.172	440.574	31.979
9	1337.925	304.286	407.868	84.096
10	1308.925	360.365	354.843	167.920
11	1300.650	393.215	265.296	278.912
12	1311.482	398.637	159.149	368.794
13	1340.084	381.500	83.692	408.126
14	1355.322	348.892	38.708	409.426
계	18608.132	4829.958	3501.920	3499.584

※ 교각자중은 25.000 kN/m³ 의 값을 프로그램에서 자동재하

5.2 풍 하 중

1) 교축직각방향 (W-TR)

① 상부구조에 작용하는 풍하중

B/D = 17.970 / 4.210 = 4.268 [1≤ B/D< 8]

W1 = [4.0 - 0.2 x (17.970 / 4.210)] x 4.210 = 13.2 kN/m ≥ 6.0 이므로

= 13.246 kN/m

P1 = 13.246 x (50.004 + 50.067) / 2 x sin87.3

= 662.018 kN

작용위치 h = 4.210/2 + 0.400 + 1.600/2 = 3.305 m

작용모멘트 My = Ph x h = 662.018 x 3.305 = 2187.99 kN.m

② 하부구조에 작용하는 풍하중

W'copping = 3.000 x 3.800 x 3.500 = 39.901 kN

W'column = 1.500 x 3.000 = 4.5 kN/m (풍상측)

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용 한다.

2) 교축방향 (W-LO)

① 하부구조에 작용하는 풍하중

W'copping = 170.711 kN (Copping 높이에 따라 재하)

W'column = 1.500 x 3.000 = 4.5 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 x (50.004 + 50.067)/2 x sin87.3 = 74.968 kN

작용위치 h = 3.326 + 1.500 + 1.600/2 = 5.626 m

작용모멘트 My = Ph x h = 74.968 x 5.626 = 421.739 kN.m

5.4 온도하중 산정

1) 교축직각방향 (G-TR)

연평균 온도변화차 ΔT = 10℃ 적용

2) 교축방향 (G-LO)

① 교각의 종방향 변위를 유발하는 수평력

고정단이므로 교량받침마찰력에 의한 수평력은 고려하지 않는다.

: 일반적으로 고정단에서도 교량받침의 마찰력보다는 지진시의 상부구조에 의한
수평력이 크기 때문에 지진시의 수평력을 고려한다.

5.5 유수압 (Q1-TR)

$P = 10 K v^2 A = 10 \times 0.040 \times 2.290^2 \times 13.560$

= 28.444 kN

k : 단면형상에 따른 저항계수

v : 최대유속 (m/sec)

A : 교각의 투영면적 (m^2), A = 4.520 x 3.000 = 13.560 m^2

H : 수심 (m)

하저면에서 0.6H 위치에 작용하는 것으로 한다.

작용위치 h = 5.022 m (기초상단으로 부터)

5.6 유목, 선박, 기타 부유물의 충돌하중 (COL-TR)

P = 0.1 W v = 0.1 x 100.000 x 2.290

= 22.900 kN

W : 유목, 선박, 기타 부유물 등 유송물의 중량 (kN)

v : 표면유속 (m/sec)

수면 상단에 작용하는 것으로 한다.

작용위치 h = 6.830 m (기초상단으로 부터)

5.7 양압력 및 부력 (Q3)

P = A H w = 7.069 x 6.830 x 10.000

= 482.772 kN

w : 유수의 단위중량 (kN/m^3)

H : HWL - 기초상단 EL, H = 46.520 - 39.690 = 6.830 m

A : 기둥의 단면적 (m^2) , A = π x 1.500^2 = 7.069 m^2

5.8 지진에 의한 하중 : 내진해석 참조

구 분			교축 방향			교축직각방향		
위치	하중경우	기둥	전단력	모멘트	변위(m)	전단력	모멘트	변위(m)
기둥상단	하중경우 1	기둥 1	3905.000	4579.000	0.03220	1218.000	5961.000	0.01400
	하중경우 2	기둥 1	1281.000	1693.000	0.01030	3709.000	18729.000	0.04340
기둥하단	하중경우 1	기둥 1	4066.000	51988.000	0.00000	1261.000	20001.000	0.00000
	하중경우 2	기둥 1	1394.000	16776.000	0.00000	3823.000	61697.000	0.00000

5.9 하중조합 : 사용하중 검토시

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	CO	Q
SVB01	1.00	1.00									1.00
SVB02	1.00		1.00								1.00
SVB03	1.00			1.00							1.00
SVB04	1.00				1.00						1.00
SVB05	1.00	1.00			0.50	1.00					1.00
SVB06	1.00		1.00		0.50	1.00					1.00
SVB07	1.00			1.00	0.50	1.00					1.00
SVB08	1.00	1.00					1.00	1.00			1.00
SVB09	1.00	1.00					-1.00	1.00			1.00
SVB10	1.00		1.00				1.00	1.00			1.00
SVB11	1.00		1.00				-1.00	1.00			1.00
SVB12	1.00			1.00			1.00	1.00			1.00
SVB13	1.00			1.00			-1.00	1.00			1.00
SVB14	1.00				1.00		1.00	1.00			1.00
SVB15	1.00				1.00		-1.00	1.00			1.00
SVB16	1.00	1.00			0.50	1.00	1.00	1.00			1.00
SVB17	1.00	1.00			0.50	1.00	-1.00	1.00			1.00
SVB18	1.00		1.00		0.50	1.00	1.00	1.00			1.00
SVB19	1.00		1.00		0.50	1.00	-1.00	1.00			1.00
SVB20	1.00			1.00	0.50	1.00	1.00	1.00			1.00
SVB21	1.00			1.00	0.50	1.00	-1.00	1.00			1.00
SVB22	1.00								1.00		1.00
SVB23	1.00	1.00								1.00	1.00
SVB24	1.00		1.00							1.00	1.00
SVB25	1.00			1.00						1.00	1.00
SVB26	1.00				1.00					1.00	1.00

D = 고정하중 또는 이에 따른 단면력

L = 활하중 또는 이에 따른 단면력

W = 풍하중 또는 이에 따른 단면력

WL = 차량활하중에 작용하는 풍하중 또는 이에 따른 단면력

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.

5.10 하중조합 : 계수하중 검토시

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	CO	Q
ULB01	1.30	2.15									1.30
ULB02	1.30		2.15								1.30
ULB03	1.30			2.15							1.30
ULB04	1.30				1.30						1.30
ULB05	1.30	1.30			0.65	1.30					1.30
ULB06	1.30		1.30		0.65	1.30					1.30
ULB07	1.30			1.30	0.65	1.30					1.30
ULB08	1.30	1.30					1.30	1.30			1.30
ULB09	1.30	1.30					-1.30	1.30			1.30
ULB10	1.30		1.30				1.30	1.30			1.30
ULB11	1.30		1.30				-1.30	1.30			1.30
ULB12	1.30			1.30			1.30	1.30			1.30
ULB13	1.30			1.30			-1.30	1.30			1.30
ULB14	1.25				1.25		1.25	1.30			1.25
ULB15	1.25				1.25		-1.25	1.30			1.25
ULB16	1.25	1.25			0.63	1.25	1.25	1.30			1.25
ULB17	1.25	1.25			0.63	1.25	-1.25	1.30			1.25
ULB18	1.25		1.25		0.63	1.25	1.25	1.30			1.25
ULB19	1.25		1.25		0.63	1.25	-1.25	1.30			1.25
ULB20	1.25			1.25	0.63	1.25	1.25	1.30			1.25
ULB21	1.25			1.25	0.63	1.25	-1.25	1.30			1.25
ULB22	1.00								1.00		1.00
ULB23	1.30	1.30								1.30	1.30
ULB24	1.30		1.30							1.30	1.30
ULB25	1.30			1.30						1.30	1.30
ULB26	1.20				1.20					1.20	1.20

※ 위 테이블에 표시된 ULB는 교축방향이며, 모델링상의 ULO 는 교직방향을 나타냅니다.
ULB 와 ULO 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

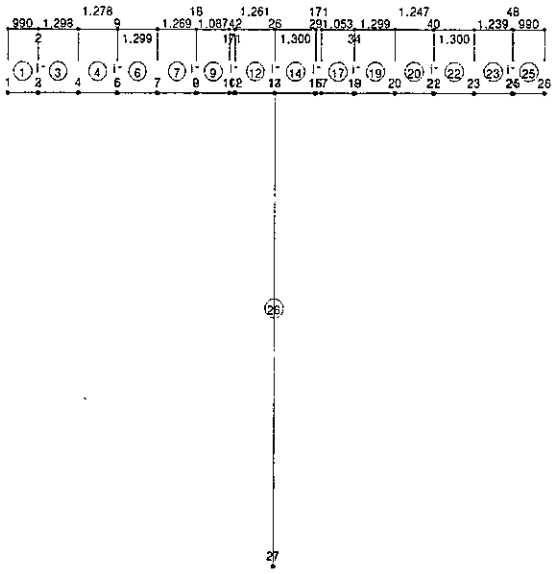
5.11 하중조합 : 계수하중 검토시 (최대편심)

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	CO	Q
UEB01	1.00	2.15									1.30
UEB02	1.00		2.15								1.30
UEB03	1.00			2.15							1.30
UEB04	1.00				1.30						1.30
UEB05	1.00	1.30			0.65	1.30					1.30
UEB06	1.00		1.30		0.65	1.30					1.30
UEB07	1.00			1.30	0.65	1.30					1.30
UEB08	1.00	1.30					1.30	1.30			1.30
UEB09	1.00	1.30					-1.30	1.30			1.30
UEB10	1.00		1.30				1.30	1.30			1.30
UEB11	1.00		1.30				-1.30	1.30			1.30
UEB12	1.00			1.30			1.30	1.30			1.30
UEB13	1.00			1.30			-1.30	1.30			1.30
UEB14	0.95				1.25		1.25	1.30			1.25
UEB15	0.95				1.25		-1.25	1.30			1.25
UEB16	0.95	1.25			0.63	1.25	1.25	1.30			1.25
UEB17	0.95	1.25			0.63	1.25	-1.25	1.30			1.25
UEB18	0.95		1.25		0.63	1.25	1.25	1.30			1.25
UEB19	0.95		1.25		0.63	1.25	-1.25	1.30			1.25
UEB20	0.95			1.25	0.63	1.25	1.25	1.30			1.25
UEB21	0.95			1.25	0.63	1.25	-1.25	1.30			1.25
UEB22	1.00								1.00		1.00
UEB23	1.00	1.30								1.30	1.30
UEB24	1.00		1.30							1.30	1.30
UEB25	1.00			1.30						1.30	1.30
UEB26	0.90				1.20					1.20	1.20

※ 위 테이블에 표시된 UEB는 교축방향이며, 모델링상의 UE0 는 교직방향을 나타냅니다.
UEB 와 UE0 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

6. 구 조 해 석

6.1 해석 모델링



6.2 절점 좌표

절점	X	Z	절점	X	Z	절점	X	Z	절점	X	Z
1	0.000	14.900	8	6.145	14.900	15	10.050	14.900	22	13.923	14.900
2	0.990	14.900	9	6.163	14.900	16	10.079	14.900	23	15.223	14.900
3	0.992	14.900	10	7.250	14.900	17	10.250	14.900	24	16.462	14.900
4	2.290	14.900	11	7.421	14.900	18	11.303	14.900	25	16.510	14.900
5	3.568	14.900	12	7.463	14.900	19	11.337	14.900	26	17.500	14.900
6	3.577	14.900	13	8.724	14.900	20	12.636	14.900	27	8.750	0.000
7	4.876	14.900	14	8.750	14.900	21	13.883	14.900			

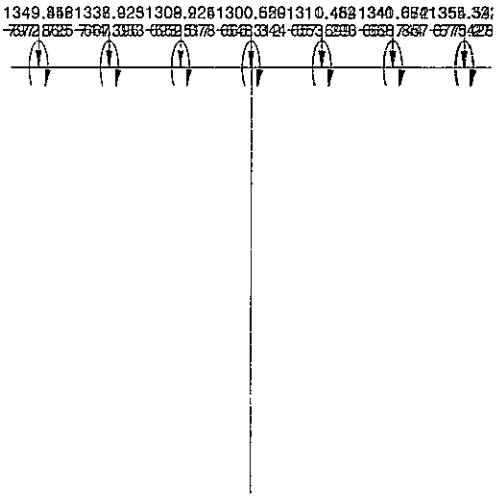
6.3 단면 제원

구 분	B(m)	H(m)	A(m²)	I22(m⁴)	I33(m⁴)	적용절점
①	3.500	1.600	5.600	5.716667	1.194667	26
②	3.500	1.900	6.650	6.788542	2.000542	25
③	3.500	1.915	6.703	6.842135	2.048298	24
④	3.500	2.291	8.018	8.185552	3.507212	23
⑤	3.500	2.350	8.225	8.396354	3.785214	1
⑥	3.500	2.650	9.275	9.468229	5.427807	2, 3
⑦	3.500	2.793	9.776	9.979156	6.354767	22
⑧	3.500	2.805	9.818	10.022031	6.437028	21
⑨	3.500	2.916	10.206	10.418625	7.231849	4
⑩	3.500	3.304	11.564	11.804917	10.519786	5
⑪	3.500	3.307	11.575	11.815635	10.548468	6
⑫	3.500	3.312	11.592	11.833500	10.596386	20
⑬	3.500	3.701	12.954	13.223365	14.785774	7
⑭	3.500	3.706	12.971	13.241229	14.845781	19
⑮	3.500	3.717	13.010	13.280531	14.978367	18
16	3.500	3.958	13.853	14.141604	18.084819	8
17	3.500	3.963	13.871	14.159469	18.153443	9
18	3.500	4.036	14.126	14.420292	19.175216	15~17
19	3.500	4.165	14.578	14.881198	21.073264	12~14
20	3.500	4.293	15.026	15.338531	23.076475	10, 11
21	3.000	0.000	7.069	3.976078	3.976078	기둥상단
22	3.000	0.000	7.069	3.976078	3.976078	기둥하단

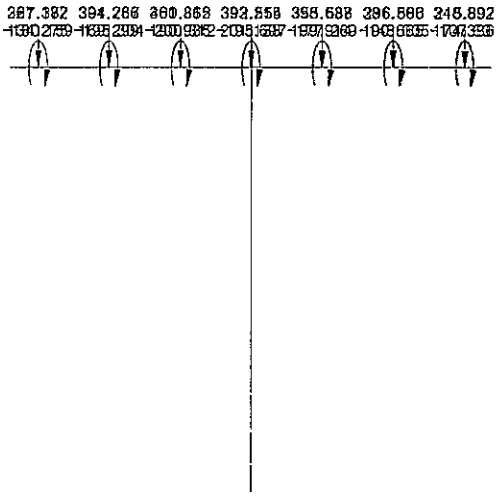
6.4 하중재하도

1) 연직하중

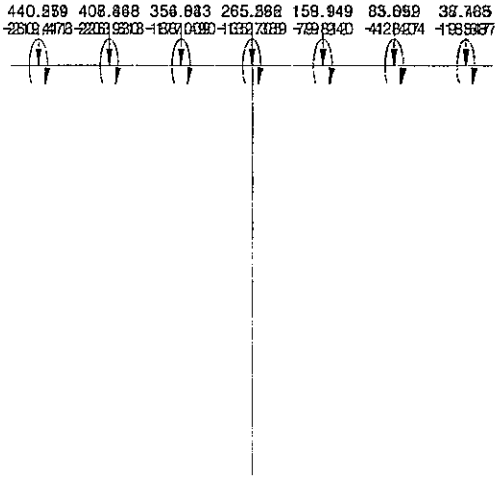
① 고정하중 (D)



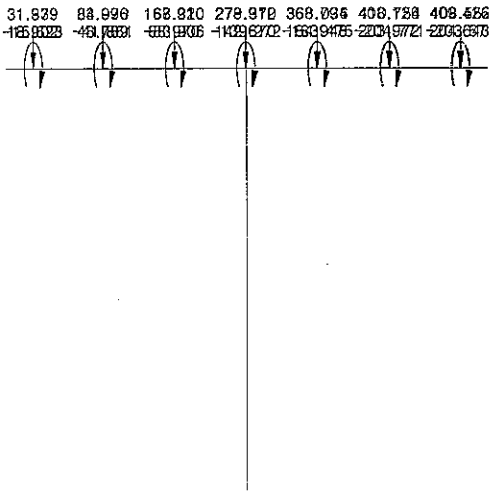
② 활하중 : 만재하시 (L1)



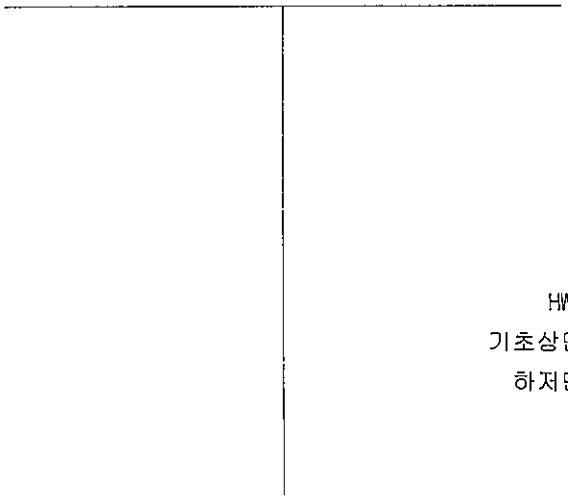
③ 활하중 : 좌측 편재하시 (L2)



④ 활하중 : 우측 편재하시 (L3)



⑤ 양압력 및 부력 (Q3)

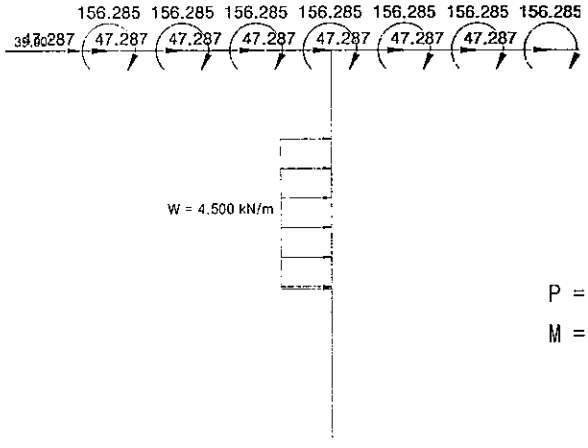


HWL : EL = 46.520 m
기초상단 : EL = 39.690 m
하저면 : EL = 42.000 m

2) 수평하중

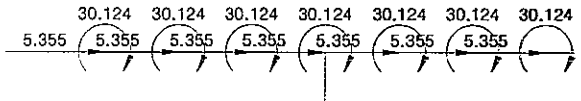
① 교축직각 방향

㉮ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-TR)



P = 662.018/14EA = 47.287 kN
M = 2187.991/14EA = 156.285 kN

㉰ 풍하중 : 활하중에 재하되는 풍하중 (WL)



P = 74.968/14EA = 5.355 kN
M = 421.739/14EA = 30.124 kN

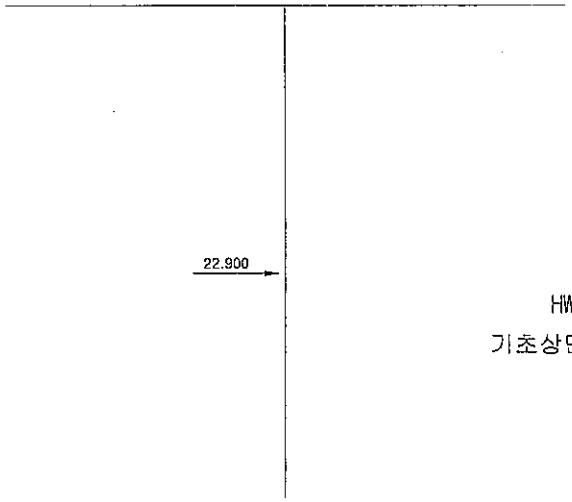
㉱ 온도하중 (G-TR) : 온도변화범위 ΔTx = 10℃

㉲ 유수압 (Q1-TR)



HWL : EL = 46.520 m
기초상단 : EL = 39.690 m
하저면 : EL = 42.000 m

㉮ 유목, 선박, 기타 부유물의 충돌하중 (COL-TR)

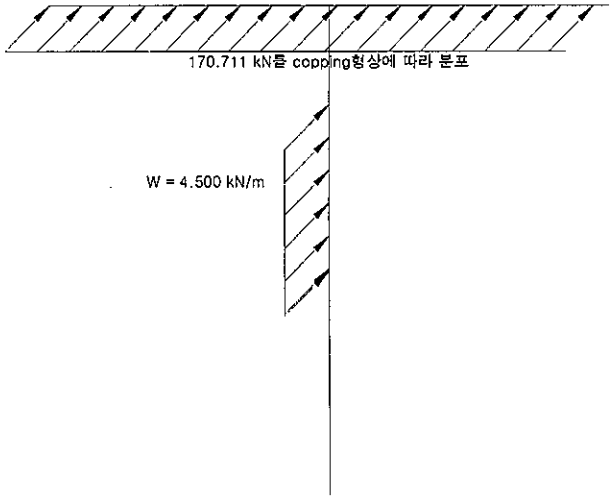


HWL : EL = 46.520 m

기초상단 : EL = 39.690 m

② 교축 방향

㉮ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-LO)



7. 해석결과 집계

7.1 하중별 부재력 집계

① 기둥 : 부재번호 26 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-24117.286	-1986.962	0.000	-26220.183	-1986.962	0.000	
L1	-4829.958	-360.973	0.000	-4829.958	-360.973	0.000	
L2	-3501.920	-10636.642	0.000	-3501.920	-10636.642	0.000	
L3	-3499.584	10199.691	0.000	-3499.584	10199.691	0.000	
W-TR	0.000	4293.767	-701.922	0.000	12860.270	-724.736	
WL	0.000	646.645	-74.968	0.000	1538.763	-74.968	
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-TR	0.000	18729.000	3709.000	0.000	61697.000	3823.000	
Q1-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	142.826	-28.444	
Q3	482.772	0.000	0.000	482.772	0.000	0.000	
COL-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	156.411	-22.900	

(교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-24117.286	-267.753	0.000	-26220.183	-267.753	0.000	
L1	-4829.958	-56.236	0.000	-4829.958	-56.236	0.000	
L2	-3501.920	-78.735	0.000	-3501.920	-78.735	0.000	
L3	-3499.584	-18.312	0.000	-3499.584	-18.312	0.000	
W-LO	0.000	-512.139	170.714	0.000	-2757.292	193.529	
WL	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
G-LO1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-LO	0.000	4579.000	3905.000	0.000	51988.000	4066.000	
Q3	482.772	0.000	0.000	482.772	0.000	0.000	

② 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재11, 절점11)		우측 (부재15, 절점16)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-38231.978	10163.462	-36687.573	-9861.249	
L1	-7428.240	2046.789	-7143.128	-1997.400	
L2	-9705.995	2408.020	-1528.227	-563.042	
L3	-1479.937	567.614	-9286.607	-2373.688	
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	
W-TR	937.710	0.000	-937.710	0.000	
WL	180.745	0.000	-180.745	0.000	
G-LO1	0.000	0.000	0.000	0.000	
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	
Q1-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	
Q3	0.000	0.000	0.000	0.000	
COL-TR	0.000	0.000	0.000	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	-105.054	1566.002	-108.187	2916.326	-8444.068	4918.111
L1	0.000	361.387	-0.723	588.559	-1516.851	892.845
L2	0.000	440.259	-0.881	880.833	-2269.906	1288.701
L3	0.000	31.339	-0.063	63.318	-163.170	147.414
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	156.285	0.000	312.570	0.000	468.855	0.000
WL	30.124	0.000	60.248	0.000	90.373	0.000
G-LO1	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-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Q1-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Q3	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
COL-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

구 분	S4(절점6)		S5(절점8)		S6(절점9)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	-8488.343	6258.734	-25586.795	8391.146	-25737.892	9706.604
L1	-1524.886	1284.612	-4823.770	1644.977	-4853.380	2046.789
L2	-2281.505	1697.144	-6639.770	2051.987	-6676.706	2408.020
L3	-164.497	231.384	-758.691	399.304	-765.878	567.614
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	625.140	0.000	781.425	0.000	937.710	0.000
WL	120.497	0.000	150.621	0.000	180.745	0.000
G-LO1	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-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Q1-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Q3	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
COL-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

구 분	S7(절점18)		S8(절점19)		S9(절점21)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	-24876.785	-9443.690	-24600.478	-8121.168	-8235.465	-6078.156
L1	-4698.311	-1997.400	-4643.953	-1598.763	-1478.829	-1243.175
L2	-839.063	-563.042	-825.331	-403.893	-201.703	-244.944
L3	-6381.213	-2373.688	-6313.046	-2004.894	-2145.606	-1636.858
W-L0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	-937.710	0.000	-781.425	0.000	-625.140	0.000
WL	-180.745	0.000	-150.621	0.000	-120.497	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
Q1-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Q3	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
COL-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

구 분	S10(절점22)		S11(절점24)		S12(절점25)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	-8046.138	-4728.279	-145.381	-2869.465	-72.895	-1506.134
L1	-1444.362	-861.675	-10.363	-564.789	0.000	-215.897
L2	-195.253	-161.252	-1.799	-76.193	0.000	-37.485
L3	-2096.457	-1228.732	-19.610	-817.978	0.000	-408.552
W-L0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	-468.855	0.000	-312.570	0.000	-156.285	0.000
WL	-90.373	0.000	-60.248	0.000	-30.124	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
Q1-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Q3	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
COL-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

7.2 사용하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 26 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-28464.472	-2347.935	0.000	-30567.369	-2205.109	-28.444	
SV002	-27136.434	-12623.604	0.000	-29239.331	-12480.778	-28.444	
SV003	-27134.098	8212.729	0.000	-29236.995	8355.555	-28.444	
SV004	-23634.514	2306.806	-701.922	-25737.411	11016.134	-753.180	
SV005	-28464.472	445.594	-425.929	-30567.369	5763.789	-465.780	
SV006	-27136.434	-9830.075	-425.929	-29239.331	-4511.880	-465.780	
SV007	-27134.098	11006.258	-425.929	-29236.995	16324.453	-465.780	
SV008	-28464.472	-2347.935	0.000	-30567.369	-2205.109	-28.444	
SV009	-28464.472	-2347.935	0.000	-30567.369	-2205.109	-28.444	
SV010	-27136.434	-12623.604	0.000	-29239.331	-12480.778	-28.444	
SV011	-27136.434	-12623.604	0.000	-29239.331	-12480.778	-28.444	
SV012	-27134.098	8212.729	0.000	-29236.995	8355.555	-28.444	
SV013	-27134.098	8212.729	0.000	-29236.995	8355.555	-28.444	
SV014	-23634.514	2306.806	-701.922	-25737.411	11016.134	-753.180	
SV015	-23634.514	2306.806	-701.922	-25737.411	11016.134	-753.180	
SV016	-28464.472	445.594	-425.929	-30567.369	5763.789	-465.780	
SV017	-28464.472	445.594	-425.929	-30567.369	5763.789	-465.780	
SV018	-27136.434	-9830.075	-425.929	-29239.331	-4511.880	-465.780	
SV019	-27136.434	-9830.075	-425.929	-29239.331	-4511.880	-465.780	
SV020	-27134.098	11006.258	-425.929	-29236.995	16324.453	-465.780	
SV021	-27134.098	11006.258	-425.929	-29236.995	16324.453	-465.780	
SV022	-23634.514	16742.038	3709.000	-25737.411	59852.864	3794.556	
SV023	-28464.472	-2347.935	0.000	-30567.369	-2048.698	-51.344	
SV024	-27136.434	-12623.604	0.000	-29239.331	-12324.367	-51.344	
SV025	-27134.098	8212.729	0.000	-29236.995	8511.966	-51.344	
SV026	-23634.514	2306.806	-701.922	-25737.411	11172.545	-776.080	

2) 교축방향 (교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SVB01	-28464.472	-323.989	0.000	-30567.369	-323.989	0.000	
SVB02	-27136.434	-346.488	0.000	-29239.331	-346.488	0.000	
SVB03	-27134.098	-286.065	0.000	-29236.995	-286.065	0.000	
SVB04	-23634.514	-779.892	170.714	-25737.411	-3025.045	193.529	
SVB05	-28464.472	-580.059	85.357	-30567.369	-1702.635	96.764	
SVB06	-27136.434	-602.558	85.357	-29239.331	-1725.134	96.764	
SVB07	-27134.098	-542.135	85.357	-29236.995	-1664.711	96.764	
SVB08	-28464.472	-323.989	0.000	-30567.369	-323.989	0.000	
SVB09	-28464.472	-323.989	0.000	-30567.369	-323.989	0.000	
SVB10	-27136.434	-346.488	0.000	-29239.331	-346.488	0.000	
SVB11	-27136.434	-346.488	0.000	-29239.331	-346.488	0.000	
SVB12	-27134.098	-286.065	0.000	-29236.995	-286.065	0.000	
SVB13	-27134.098	-286.065	0.000	-29236.995	-286.065	0.000	
SVB14	-23634.514	-779.892	170.714	-25737.411	-3025.045	193.529	
SVB15	-23634.514	-779.892	170.714	-25737.411	-3025.045	193.529	
SVB16	-28464.472	-580.059	85.357	-30567.369	-1702.635	96.764	
SVB17	-28464.472	-580.059	85.357	-30567.369	-1702.635	96.764	
SVB18	-27136.434	-602.558	85.357	-29239.331	-1725.134	96.764	
SVB19	-27136.434	-602.558	85.357	-29239.331	-1725.134	96.764	
SVB20	-27134.098	-542.135	85.357	-29236.995	-1664.711	96.764	
SVB21	-27134.098	-542.135	85.357	-29236.995	-1664.711	96.764	
SVB22	-23634.514	4311.247	3905.000	-25737.411	51720.247	4066.000	
SVB23	-28464.472	-323.989	0.000	-30567.369	-323.989	0.000	
SVB24	-27136.434	-346.488	0.000	-29239.331	-346.488	0.000	
SVB25	-27134.098	-286.065	0.000	-29236.995	-286.065	0.000	
SVB26	-23634.514	-779.892	170.714	-25737.411	-3025.045	193.529	

3) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재11, 절점11)		우측 (부재15, 절점16)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-45660.219	12210.251	-43830.701	-11858.649	
SV002	-47937.974	12571.482	-38215.799	-10424.291	
SV003	-39711.915	10731.076	-45974.179	-12234.937	
SV004	-37294.268	10163.462	-37625.283	-9861.249	
SV005	-45010.618	12210.251	-44480.301	-11858.649	
SV006	-47288.374	12571.482	-38865.399	-10424.291	
SV007	-39062.315	10731.076	-46623.780	-12234.937	
SV008	-45660.219	12210.251	-43830.701	-11858.649	
SV009	-45660.219	12210.251	-43830.701	-11858.649	
SV010	-47937.974	12571.482	-38215.799	-10424.291	
SV011	-47937.974	12571.482	-38215.799	-10424.291	
SV012	-39711.915	10731.076	-45974.179	-12234.937	
SV013	-39711.915	10731.076	-45974.179	-12234.937	
SV014	-37294.268	10163.462	-37625.283	-9861.249	
SV015	-37294.268	10163.462	-37625.283	-9861.249	
SV016	-45010.618	12210.251	-44480.301	-11858.649	
SV017	-45010.618	12210.251	-44480.301	-11858.649	
SV018	-47288.374	12571.482	-38865.399	-10424.291	
SV019	-47288.374	12571.482	-38865.399	-10424.291	
SV020	-39062.315	10731.076	-46623.780	-12234.937	
SV021	-39062.315	10731.076	-46623.780	-12234.937	
SV022	-38231.978	10163.462	-36687.573	-9861.249	
SV023	-45660.219	12210.251	-43830.701	-11858.649	
SV024	-47937.974	12571.482	-38215.799	-10424.291	
SV025	-39711.915	10731.076	-45974.179	-12234.937	
SV026	-37294.268	10163.462	-37625.283	-9861.249	

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)
SV001	-105.054	1927.389	-108.910	3504.885	-9960.919	5810.956
SV002	-105.054	2006.262	-109.067	3797.159	-10713.974	6206.812
SV003	-105.054	1597.342	-108.250	2979.644	-8607.238	5065.525
SV004	-105.054	1566.002	204.383	2916.326	-8131.498	4918.111
SV005	-105.054	1927.389	107.624	3504.885	-9744.385	5810.956
SV006	-105.054	2006.262	107.466	3797.159	-10497.441	6206.812
SV007	-105.054	1597.342	108.284	2979.644	-8390.705	5065.525
SV008	-105.054	1927.389	-108.910	3504.885	-9960.919	5810.956
SV009	-105.054	1927.389	-108.910	3504.885	-9960.919	5810.956
SV010	-105.054	2006.262	-109.067	3797.159	-10713.974	6206.812
SV011	-105.054	2006.262	-109.067	3797.159	-10713.974	6206.812
SV012	-105.054	1597.342	-108.250	2979.644	-8607.238	5065.525
SV013	-105.054	1597.342	-108.250	2979.644	-8607.238	5065.525
SV014	-105.054	1566.002	204.383	2916.326	-8131.498	4918.111
SV015	-105.054	1566.002	204.383	2916.326	-8131.498	4918.111
SV016	-105.054	1927.389	107.624	3504.885	-9744.385	5810.956
SV017	-105.054	1927.389	107.624	3504.885	-9744.385	5810.956
SV018	-105.054	2006.262	107.466	3797.159	-10497.441	6206.812
SV019	-105.054	2006.262	107.466	3797.159	-10497.441	6206.812
SV020	-105.054	1597.342	108.284	2979.644	-8390.705	5065.525
SV021	-105.054	1597.342	108.284	2979.644	-8390.705	5065.525
SV022	-105.054	1566.002	-108.187	2916.326	-8444.068	4918.111
SV023	-105.054	1927.389	-108.910	3504.885	-9960.919	5810.956
SV024	-105.054	2006.262	-109.067	3797.159	-10713.974	6206.812
SV025	-105.054	1597.342	-108.250	2979.644	-8607.238	5065.525
SV026	-105.054	1566.002	204.383	2916.326	-8131.498	4918.111

구 분	S4(절점6)		S5(절점8)		S6(절점9)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	-10013.229	7543.346	-30410.565	10036.123	-30591.272	11753.393
SV002	-10769.847	7955.878	-32226.566	10443.133	-32414.598	12114.624
SV003	-8652.839	6490.118	-26345.486	8790.450	-26503.770	10274.218
SV004	-8019.488	6258.734	-24961.655	8391.146	-24956.467	9706.604
SV005	-9688.429	7543.346	-29977.499	10036.123	-30049.938	11753.393
SV006	-10445.047	7955.878	-31793.499	10443.133	-31873.265	12114.624
SV007	-8328.039	6490.118	-25912.419	8790.450	-25962.437	10274.218
SV008	-10013.229	7543.346	-30410.565	10036.123	-30591.272	11753.393
SV009	-10013.229	7543.346	-30410.565	10036.123	-30591.272	11753.393
SV010	-10769.847	7955.878	-32226.566	10443.133	-32414.598	12114.624
SV011	-10769.847	7955.878	-32226.566	10443.133	-32414.598	12114.624
SV012	-8652.839	6490.118	-26345.486	8790.450	-26503.770	10274.218
SV013	-8652.839	6490.118	-26345.486	8790.450	-26503.770	10274.218
SV014	-8019.488	6258.734	-24961.655	8391.146	-24956.467	9706.604
SV015	-8019.488	6258.734	-24961.655	8391.146	-24956.467	9706.604
SV016	-9688.429	7543.346	-29977.499	10036.123	-30049.938	11753.393
SV017	-9688.429	7543.346	-29977.499	10036.123	-30049.938	11753.393
SV018	-10445.047	7955.878	-31793.499	10443.133	-31873.265	12114.624
SV019	-10445.047	7955.878	-31793.499	10443.133	-31873.265	12114.624
SV020	-8328.039	6490.118	-25912.419	8790.450	-25962.437	10274.218
SV021	-8328.039	6490.118	-25912.419	8790.450	-25962.437	10274.218
SV022	-8488.343	6258.734	-25586.795	8391.146	-25737.892	9706.604
SV023	-10013.229	7543.346	-30410.565	10036.123	-30591.272	11753.393
SV024	-10769.847	7955.878	-32226.566	10443.133	-32414.598	12114.624
SV025	-8652.839	6490.118	-26345.486	8790.450	-26503.770	10274.218
SV026	-8019.488	6258.734	-24961.655	8391.146	-24956.467	9706.604

구 분	S7(절점18)		S8(절점19)		S9(절점21)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	-29575.096	-11441.090	-29244.431	-9719.931	-9714.294	-7321.331
SV002	-25715.849	-10006.732	-25425.809	-8525.061	-8437.168	-6323.100
SV003	-31257.998	-11817.378	-30913.524	-10126.062	-10381.070	-7715.014
SV004	-25814.495	-9443.690	-25381.903	-8121.168	-8860.605	-6078.156
SV005	-30224.696	-11441.090	-29785.764	-9719.931	-10147.361	-7321.331
SV006	-26365.449	-10006.732	-25967.142	-8525.061	-8870.235	-6323.100
SV007	-31907.598	-11817.378	-31454.858	-10126.062	-10814.137	-7715.014
SV008	-29575.096	-11441.090	-29244.431	-9719.931	-9714.294	-7321.331
SV009	-29575.096	-11441.090	-29244.431	-9719.931	-9714.294	-7321.331
SV010	-25715.849	-10006.732	-25425.809	-8525.061	-8437.168	-6323.100
SV011	-25715.849	-10006.732	-25425.809	-8525.061	-8437.168	-6323.100
SV012	-31257.998	-11817.378	-30913.524	-10126.062	-10381.070	-7715.014
SV013	-31257.998	-11817.378	-30913.524	-10126.062	-10381.070	-7715.014
SV014	-25814.495	-9443.690	-25381.903	-8121.168	-8860.605	-6078.156
SV015	-25814.495	-9443.690	-25381.903	-8121.168	-8860.605	-6078.156
SV016	-30224.696	-11441.090	-29785.764	-9719.931	-10147.361	-7321.331
SV017	-30224.696	-11441.090	-29785.764	-9719.931	-10147.361	-7321.331
SV018	-26365.449	-10006.732	-25967.142	-8525.061	-8870.235	-6323.100
SV019	-26365.449	-10006.732	-25967.142	-8525.061	-8870.235	-6323.100
SV020	-31907.598	-11817.378	-31454.858	-10126.062	-10814.137	-7715.014
SV021	-31907.598	-11817.378	-31454.858	-10126.062	-10814.137	-7715.014
SV022	-24876.785	-9443.690	-24600.478	-8121.168	-8235.465	-6078.156
SV023	-29575.096	-11441.090	-29244.431	-9719.931	-9714.294	-7321.331
SV024	-25715.849	-10006.732	-25425.809	-8525.061	-8437.168	-6323.100
SV025	-31257.998	-11817.378	-30913.524	-10126.062	-10381.070	-7715.014
SV026	-25814.495	-9443.690	-25381.903	-8121.168	-8860.605	-6078.156

구 분	S10(절점22)		S11(절점24)		S12(절점25)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	-9490.500	-5589.954	-155.744	-3434.254	-72.895	-1722.031
SV002	-8241.391	-4889.531	-147.181	-2945.658	-72.895	-1543.619
SV003	-10142.594	-5957.011	-164.992	-3687.443	-72.895	-1914.686
SV004	-8514.993	-4728.279	-457.951	-2869.465	-229.180	-1506.134
SV005	-9815.300	-5589.954	-372.278	-3434.254	-181.162	-1722.031
SV006	-8566.191	-4889.531	-363.714	-2945.658	-181.162	-1543.619
SV007	-10467.394	-5957.011	-381.525	-3687.443	-181.162	-1914.686
SV008	-9490.500	-5589.954	-155.744	-3434.254	-72.895	-1722.031
SV009	-9490.500	-5589.954	-155.744	-3434.254	-72.895	-1722.031
SV010	-8241.391	-4889.531	-147.181	-2945.658	-72.895	-1543.619
SV011	-8241.391	-4889.531	-147.181	-2945.658	-72.895	-1543.619
SV012	-10142.594	-5957.011	-164.992	-3687.443	-72.895	-1914.686
SV013	-10142.594	-5957.011	-164.992	-3687.443	-72.895	-1914.686
SV014	-8514.993	-4728.279	-457.951	-2869.465	-229.180	-1506.134
SV015	-8514.993	-4728.279	-457.951	-2869.465	-229.180	-1506.134
SV016	-9815.300	-5589.954	-372.278	-3434.254	-181.162	-1722.031
SV017	-9815.300	-5589.954	-372.278	-3434.254	-181.162	-1722.031
SV018	-8566.191	-4889.531	-363.714	-2945.658	-181.162	-1543.619
SV019	-8566.191	-4889.531	-363.714	-2945.658	-181.162	-1543.619
SV020	-10467.394	-5957.011	-381.525	-3687.443	-181.162	-1914.686
SV021	-10467.394	-5957.011	-381.525	-3687.443	-181.162	-1914.686
SV022	-8046.138	-4728.279	-145.381	-2869.465	-72.895	-1506.134
SV023	-9490.500	-5589.954	-155.744	-3434.254	-72.895	-1722.031
SV024	-8241.391	-4889.531	-147.181	-2945.658	-72.895	-1543.619
SV025	-10142.594	-5957.011	-164.992	-3687.443	-72.895	-1914.686
SV026	-8514.993	-4728.279	-457.951	-2869.465	-229.180	-1506.134

7.3 계수하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 26 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-41109.278	-3359.143	0.000	-43843.044	-3173.469	-36.977	
UL002	-38253.996	-25451.831	0.000	-40987.763	-25266.157	-36.977	
UL003	-38248.974	19346.286	0.000	-40982.740	19531.959	-36.977	
UL004	-30724.868	2998.847	-912.498	-33458.635	14320.974	-979.134	
UL005	-37003.814	579.272	-553.708	-39737.580	7492.925	-605.514	
UL006	-35277.364	-12779.098	-553.708	-38011.131	-5865.444	-605.514	
UL007	-35274.328	14308.136	-553.708	-38008.094	21221.789	-605.514	
UL008	-37003.814	-3052.315	0.000	-39737.580	-2866.642	-36.977	
UL009	-37003.814	-3052.315	0.000	-39737.580	-2866.642	-36.977	
UL010	-35277.364	-16410.685	0.000	-38011.131	-16225.011	-36.977	
UL011	-35277.364	-16410.685	0.000	-38011.131	-16225.011	-36.977	
UL012	-35274.328	10676.548	0.000	-38008.094	10862.222	-36.977	
UL013	-35274.328	10676.548	0.000	-38008.094	10862.222	-36.977	
UL014	-29543.143	2883.507	-877.402	-32171.764	13770.168	-941.475	
UL015	-29543.143	2883.507	-877.402	-32171.764	13770.168	-941.475	
UL016	-35580.590	556.992	-532.411	-38209.212	7204.736	-582.225	
UL017	-35580.590	556.992	-532.411	-38209.212	7204.736	-582.225	
UL018	-33920.543	-12287.594	-532.411	-36549.164	-5639.850	-582.225	
UL019	-33920.543	-12287.594	-532.411	-36549.164	-5639.850	-582.225	
UL020	-33917.623	13757.823	-532.411	-36546.244	20405.566	-582.225	
UL021	-33917.623	13757.823	-532.411	-36546.244	20405.566	-582.225	
UL022	-23634.514	16742.038	3709.000	-25737.411	59852.864	3794.556	
UL023	-37003.814	-3052.315	0.000	-39737.580	-2663.308	-66.747	
UL024	-35277.364	-16410.685	0.000	-38011.131	-16021.677	-66.747	
UL025	-35274.328	10676.548	0.000	-38008.094	11065.556	-66.747	
UL026	-28361.417	2768.167	-842.306	-30884.894	13407.054	-931.296	

2) 교축직각방향(편심최대)

① 기둥 : 부재번호 26 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UE001	-33874.092	-2763.054	0.000	-35976.989	-2577.380	-36.977	
UE002	-31018.810	-24855.742	0.000	-33121.708	-24670.069	-36.977	
UE003	-31013.788	19942.374	0.000	-33116.685	20128.048	-36.977	
UE004	-23489.682	3594.936	-912.498	-25592.580	14917.063	-979.134	
UE005	-29768.628	1175.361	-553.708	-31871.525	8089.014	-605.514	
UE006	-28042.178	-12183.009	-553.708	-30145.076	-5269.356	-605.514	
UE007	-28039.142	14904.224	-553.708	-30142.039	21817.877	-605.514	
UE008	-29768.628	-2456.227	0.000	-31871.525	-2270.553	-36.977	
UE009	-29768.628	-2456.227	0.000	-31871.525	-2270.553	-36.977	
UE010	-28042.178	-15814.596	0.000	-30145.076	-15628.923	-36.977	
UE011	-28042.178	-15814.596	0.000	-30145.076	-15628.923	-36.977	
UE012	-28039.142	11272.637	0.000	-30142.039	11458.310	-36.977	
UE013	-28039.142	11272.637	0.000	-30142.039	11458.310	-36.977	
UE014	-22307.957	3479.595	-877.402	-24305.709	14366.256	-941.475	
UE015	-22307.957	3479.595	-877.402	-24305.709	14366.256	-941.475	
UE016	-28345.404	1153.081	-532.411	-30343.157	7800.824	-582.225	
UE017	-28345.404	1153.081	-532.411	-30343.157	7800.824	-582.225	
UE018	-26685.357	-11691.505	-532.411	-28683.109	-5043.762	-582.225	
UE019	-26685.357	-11691.505	-532.411	-28683.109	-5043.762	-582.225	
UE020	-26682.437	14353.911	-532.411	-28680.189	21001.654	-582.225	
UE021	-26682.437	14353.911	-532.411	-28680.189	21001.654	-582.225	
UE022	-23634.514	4256.038	3709.000	-25737.411	18721.531	3794.556	
UE023	-29768.628	-2456.227	0.000	-31871.525	-2067.219	-66.747	
UE024	-28042.178	-15814.596	0.000	-30145.076	-15425.589	-66.747	
UE025	-28039.142	11272.637	0.000	-30142.039	11661.644	-66.747	
UE026	-21126.231	3364.255	-842.306	-23018.839	14003.142	-931.296	

3) 교축방향 (교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-41109.278	-468.986	0.000	-43843.044	-468.986	0.000	
ULB02	-38253.996	-517.359	0.000	-40987.763	-517.359	0.000	
ULB03	-38248.974	-387.450	0.000	-40982.740	-387.450	0.000	
ULB04	-30724.868	-1013.860	221.929	-33458.635	-3932.559	251.587	
ULB05	-37003.814	-754.076	110.964	-39737.580	-2213.426	125.794	
ULB06	-35277.364	-783.325	110.964	-38011.131	-2242.674	125.794	
ULB07	-35274.328	-704.775	110.964	-38008.094	-2164.124	125.794	
ULB08	-37003.814	-421.186	0.000	-39737.580	-421.186	0.000	
ULB09	-37003.814	-421.186	0.000	-39737.580	-421.186	0.000	
ULB10	-35277.364	-450.434	0.000	-38011.131	-450.434	0.000	
ULB11	-35277.364	-450.434	0.000	-38011.131	-450.434	0.000	
ULB12	-35274.328	-371.885	0.000	-38008.094	-371.885	0.000	
ULB13	-35274.328	-371.885	0.000	-38008.094	-371.885	0.000	
ULB14	-29543.143	-974.866	213.393	-32171.764	-3781.306	241.911	
ULB15	-29543.143	-974.866	213.393	-32171.764	-3781.306	241.911	
ULB16	-35580.590	-725.073	106.697	-38209.212	-2128.294	120.955	
ULB17	-35580.590	-725.073	106.697	-38209.212	-2128.294	120.955	
ULB18	-33920.543	-753.197	106.697	-36549.164	-2156.418	120.955	
ULB19	-33920.543	-753.197	106.697	-36549.164	-2156.418	120.955	
ULB20	-33917.623	-677.668	106.697	-36546.244	-2080.889	120.955.	
ULB21	-33917.623	-677.668	106.697	-36546.244	-2080.889	120.955	
ULB22	-23634.514	4311.247	3905.000	-25737.411	51720.247	4066.000	
ULB23	-37003.814	-421.186	0.000	-39737.580	-421.186	0.000	
ULB24	-35277.364	-450.434	0.000	-38011.131	-450.434	0.000	
ULB25	-35274.328	-371.885	0.000	-38008.094	-371.885	0.000	
ULB26	-28361.417	-935.871	204.857	-30884.894	-3630.054	232.234	

4) 교축방향(편심최대)

(교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UEB01	-33874.092	-388.660	0.000	-35976.989	-388.660	0.000	
UEB02	-31018.810	-437.033	0.000	-33121.708	-437.033	0.000	
UEB03	-31013.788	-307.124	0.000	-33116.685	-307.124	0.000	
UEB04	-23489.682	-933.534	221.929	-25592.580	-3852.233	251.587	
UEB05	-29768.628	-673.750	110.964	-31871.525	-2133.100	125.794	
UEB06	-28042.178	-702.999	110.964	-30145.076	-2162.348	125.794	
UEB07	-28039.142	-624.449	110.964	-30142.039	-2083.798	125.794	
UEB08	-29768.628	-340.860	0.000	-31871.525	-340.860	0.000	
UEB09	-29768.628	-340.860	0.000	-31871.525	-340.860	0.000	
UEB10	-28042.178	-370.108	0.000	-30145.076	-370.108	0.000	
UEB11	-28042.178	-370.108	0.000	-30145.076	-370.108	0.000	
UEB12	-28039.142	-291.559	0.000	-30142.039	-291.559	0.000	
UEB13	-28039.142	-291.559	0.000	-30142.039	-291.559	0.000	
UEB14	-22307.957	-894.540	213.393	-24305.709	-3700.980	241.911	
UEB15	-22307.957	-894.540	213.393	-24305.709	-3700.980	241.911	
UEB16	-28345.404	-644.748	106.697	-30343.157	-2047.968	120.955	
UEB17	-28345.404	-644.748	106.697	-30343.157	-2047.968	120.955	
UEB18	-26685.357	-672.871	106.697	-28683.109	-2076.092	120.955	
UEB19	-26685.357	-672.871	106.697	-28683.109	-2076.092	120.955	
UEB20	-26682.437	-597.343	106.697	-28680.189	-2000.563	120.955	
UEB21	-26682.437	-597.343	106.697	-28680.189	-2000.563	120.955	
UEB22	-23634.514	1258.580	3905.000	-25737.411	17061.580	4066.000	
UEB23	-29768.628	-340.860	0.000	-31871.525	-340.860	0.000	
UEB24	-28042.178	-370.108	0.000	-30145.076	-370.108	0.000	
UEB25	-28039.142	-291.559	0.000	-30142.039	-291.559	0.000	
UEB26	-21126.231	-855.545	204.857	-23018.839	-3549.728	232.234	

5) 두부보

① 두부보 : 내인보

하중	좌측 (부재11, 절점11)		우측 (부재15, 절점16)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-65672.288	17613.097	-63051.570	-17114.034	
UL002	-70569.462	18389.744	-50979.531	-14030.165	
UL003	-52883.436	14432.871	-67660.049	-17923.053	
UL004	-48482.549	13212.501	-48912.867	-12819.624	
UL005	-58513.804	15873.326	-57824.392	-15416.244	
UL006	-61474.886	16342.927	-50525.019	-13551.579	
UL007	-50781.009	13950.399	-60610.914	-15905.419	
UL008	-59358.284	15873.326	-56979.911	-15416.244	
UL009	-59358.284	15873.326	-56979.911	-15416.244	
UL010	-62319.366	16342.927	-49680.539	-13551.579	
UL011	-62319.366	16342.927	-49680.539	-13551.579	
UL012	-51625.490	13950.399	-59766.433	-15905.419	
UL013	-51625.490	13950.399	-59766.433	-15905.419	
UL014	-46617.836	12704.328	-47031.603	-12326.562	
UL015	-46617.836	12704.328	-47031.603	-12326.562	
UL016	-56263.273	15262.814	-55600.376	-14823.312	
UL017	-56263.273	15262.814	-55600.376	-14823.312	
UL018	-59110.467	15714.353	-48581.749	-13030.364	
UL019	-59110.467	15714.353	-48581.749	-13030.364	
UL020	-48827.894	13413.845	-58279.725	-15293.672	
UL021	-48827.894	13413.845	-58279.725	-15293.672	
UL022	-38231.978	10163.462	-36687.573	-9861.249	
UL023	-59358.284	15873.326	-56979.911	-15416.244	
UL024	-62319.366	16342.927	-49680.539	-13551.579	
UL025	-51625.490	13950.399	-59766.433	-15905.419	
UL026	-44753.122	12196.154	-45150.339	-11833.499	

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	-136.571	2812.785	-142.197	5056.626	-14238.518	8313.161
UL002	-136.571	2982.360	-142.536	5685.015	-15857.587	9164.252
UL003	-136.571	2103.182	-140.778	3927.358	-11328.104	6710.485
UL004	-136.571	2035.803	265.698	3791.224	-10570.948	6393.545
UL005	-136.571	2505.606	139.911	4556.351	-12667.701	7554.243
UL006	-136.571	2608.140	139.706	4936.307	-13646.673	8068.856
UL007	-136.571	2076.544	140.769	3873.538	-10907.916	6585.183
UL008	-136.571	2505.606	-141.583	4556.351	-12949.194	7554.243
UL009	-136.571	2505.606	-141.583	4556.351	-12949.194	7554.243
UL010	-136.571	2608.140	-141.788	4936.307	-13928.167	8068.856
UL011	-136.571	2608.140	-141.788	4936.307	-13928.167	8068.856
UL012	-136.571	2076.544	-140.725	3873.538	-11189.409	6585.183
UL013	-136.571	2076.544	-140.725	3873.538	-11189.409	6585.183
UL014	-131.318	1957.503	255.479	3645.408	-10164.373	6147.639
UL015	-131.318	1957.503	255.479	3645.408	-10164.373	6147.639
UL016	-131.318	2409.237	134.530	4381.107	-12180.482	7263.695
UL017	-131.318	2409.237	134.530	4381.107	-12180.482	7263.695
UL018	-131.318	2507.827	134.332	4746.449	-13121.801	7758.515
UL019	-131.318	2507.827	134.332	4746.449	-13121.801	7758.515
UL020	-131.318	1996.677	135.355	3724.555	-10488.381	6331.907
UL021	-131.318	1996.677	135.355	3724.555	-10488.381	6331.907
UL022	-105.054	1566.002	-108.187	2916.326	-8444.068	4918.111
UL023	-136.571	2505.606	-141.583	4556.351	-12949.194	7554.243
UL024	-136.571	2608.140	-141.788	4936.307	-13928.167	8068.856
UL025	-136.571	2076.544	-140.725	3873.538	-11189.409	6585.183
UL026	-126.065	1879.203	245.260	3499.591	-9757.798	5901.733

구 분	S4(절점6)		S5(절점8)		S6(절점9)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	-14313.351	10898.270	-43633.939	14445.190	-43894.026	17019.181
UL002	-15940.081	11785.214	-47538.340	15320.262	-47814.178	17795.828
UL003	-11388.513	8633.830	-34894.019	11766.993	-35105.898	13838.955
UL004	-10425.334	8136.355	-32450.152	10908.490	-32443.407	12618.585
UL005	-12594.958	9806.350	-38970.748	13046.960	-39064.920	15279.410
UL006	-13578.562	10342.642	-41331.549	13576.073	-41435.244	15749.011
UL007	-10826.451	8437.154	-33686.145	11427.585	-33751.168	13356.483
UL008	-13017.198	9806.350	-39533.735	13046.960	-39768.653	15279.410
UL009	-13017.198	9806.350	-39533.735	13046.960	-39768.653	15279.410
UL010	-14000.802	10342.642	-41894.536	13576.073	-42138.978	15749.011
UL011	-14000.802	10342.642	-41894.536	13576.073	-42138.978	15749.011
UL012	-11248.691	8437.154	-34249.132	11427.585	-34454.901	13356.483
UL013	-11248.691	8437.154	-34249.132	11427.585	-34454.901	13356.483
UL014	-10024.360	7823.418	-31202.069	10488.932	-31195.584	12133.254
UL015	-10024.360	7823.418	-31202.069	10488.932	-31195.584	12133.254
UL016	-12110.536	9429.183	-37471.873	12545.154	-37562.423	14691.741
UL017	-12110.536	9429.183	-37471.873	12545.154	-37562.423	14691.741
UL018	-13056.309	9944.848	-39741.874	13053.916	-39841.581	15143.280
UL019	-13056.309	9944.848	-39741.874	13053.916	-39841.581	15143.280
UL020	-10410.049	8112.648	-32390.524	10988.062	-32453.046	12842.772
UL021	-10410.049	8112.648	-32390.524	10988.062	-32453.046	12842.772
UL022	-8488.343	6258.734	-25586.795	8391.146	-25737.892	9706.604
UL023	-13017.198	9806.350	-39533.735	13046.960	-39768.653	15279.410
UL024	-14000.802	10342.642	-41894.536	13576.073	-42138.978	15749.011
UL025	-11248.691	8437.154	-34249.132	11427.585	-34454.901	13356.483
UL026	-9623.385	7510.481	-29953.986	10069.375	-29947.761	11647.924

구 분	S7(절점18)		S8(절점19)		S9(절점21)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	-42441.189	-16571.207	-41965.120	-13994.859	-13885.587	-10574.429
UL002	-34143.807	-13487.337	-33755.083	-11425.888	-11139.766	-8428.232
UL003	-46059.429	-17380.226	-45553.671	-14868.041	-15319.157	-11420.847
UL004	-33558.844	-12276.797	-32996.474	-10557.518	-11518.786	-7901.602
UL005	-39292.105	-14873.417	-38721.494	-12635.910	-13191.569	-9517.730
UL006	-34275.083	-13008.751	-33757.285	-11082.579	-11531.305	-8220.030
UL007	-41479.878	-15362.591	-40891.315	-13163.881	-14058.378	-10029.518
UL008	-38447.625	-14873.417	-38017.760	-12635.910	-12628.582	-9517.730
UL009	-38447.625	-14873.417	-38017.760	-12635.910	-12628.582	-9517.730
UL010	-33430.603	-13008.751	-33053.552	-11082.579	-10968.318	-8220.030
UL011	-33430.603	-13008.751	-33053.552	-11082.579	-10968.318	-8220.030
UL012	-40635.398	-15362.591	-40187.582	-13163.881	-13495.392	-10029.518
UL013	-40635.398	-15362.591	-40187.582	-13163.881	-13495.392	-10029.518
UL014	-32268.119	-11804.612	-31727.379	-10151.460	-11075.756	-7597.695
UL015	-32268.119	-11804.612	-31727.379	-10151.460	-11075.756	-7597.695
UL016	-37780.871	-14301.362	-37232.206	-12149.914	-12684.201	-9151.663
UL017	-37780.871	-14301.362	-37232.206	-12149.914	-12684.201	-9151.663
UL018	-32956.811	-12508.415	-32458.928	-10656.326	-11087.793	-7903.875
UL019	-32956.811	-12508.415	-32458.928	-10656.326	-11087.793	-7903.875
UL020	-39884.498	-14771.722	-39318.572	-12657.578	-13517.672	-9643.767
UL021	-39884.498	-14771.722	-39318.572	-12657.578	-13517.672	-9643.767
UL022	-24876.785	-9443.690	-24600.478	-8121.168	-8235.465	-6078.156
UL023	-38447.625	-14873.417	-38017.760	-12635.910	-12628.582	-9517.730
UL024	-33430.603	-13008.751	-33053.552	-11082.579	-10968.318	-8220.030
UL025	-40635.398	-15362.591	-40187.582	-13163.881	-13495.392	-10029.518
UL026	-30977.394	-11332.428	-30458.284	-9745.402	-10632.725	-7293.787

구 분	S10(절점22)		S11(절점24)		S12(절점25)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	-13565.358	-7999.364	-211.276	-4944.601	-94.763	-2422.152
UL002	-10879.773	-6493.455	-192.864	-3894.120	-94.763	-2038.567
UL003	-14967.361	-8788.537	-231.158	-5488.958	-94.763	-2836.361
UL004	-11069.490	-6146.763	-595.337	-3730.305	-297.934	-1957.974
UL005	-12759.890	-7266.941	-483.961	-4464.531	-235.510	-2238.640
UL006	-11136.048	-6356.391	-472.828	-3829.356	-235.510	-2006.704
UL007	-13607.613	-7744.115	-495.983	-4793.676	-235.510	-2489.091
UL008	-12337.650	-7266.941	-202.468	-4464.531	-94.763	-2238.640
UL009	-12337.650	-7266.941	-202.468	-4464.531	-94.763	-2238.640
UL010	-10713.808	-6356.391	-191.335	-3829.356	-94.763	-2006.704
UL011	-10713.808	-6356.391	-191.335	-3829.356	-94.763	-2006.704
UL012	-13185.372	-7744.115	-214.489	-4793.676	-94.763	-2489.091
UL013	-13185.372	-7744.115	-214.489	-4793.676	-94.763	-2489.091
UL014	-10643.741	-5910.349	-572.439	-3586.832	-286.475	-1882.667
UL015	-10643.741	-5910.349	-572.439	-3586.832	-286.475	-1882.667
UL016	-12269.125	-6987.443	-465.347	-4292.818	-226.452	-2152.538
UL017	-12269.125	-6987.443	-465.347	-4292.818	-226.452	-2152.538
UL018	-10707.739	-6111.914	-454.643	-3682.073	-226.452	-1929.523
UL019	-10707.739	-6111.914	-454.643	-3682.073	-226.452	-1929.523
UL020	-13084.243	-7446.264	-476.907	-4609.304	-226.452	-2393.357
UL021	-13084.243	-7446.264	-476.907	-4609.304	-226.452	-2393.357
UL022	-8046.138	-4728.279	-145.381	-2869.465	-72.895	-1506.134
UL023	-12337.650	-7266.941	-202.468	-4464.531	-94.763	-2238.640
UL024	-10713.808	-6356.391	-191.335	-3829.356	-94.763	-2006.704
UL025	-13185.372	-7744.115	-214.489	-4793.676	-94.763	-2489.091
UL026	-10217.991	-5673.935	-549.542	-3443.358	-275.016	-1807.361

8. 두부보 설계

8.1 내민보의 설계 : 좌측 (절점 11)

1) 내민길이의 산정

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

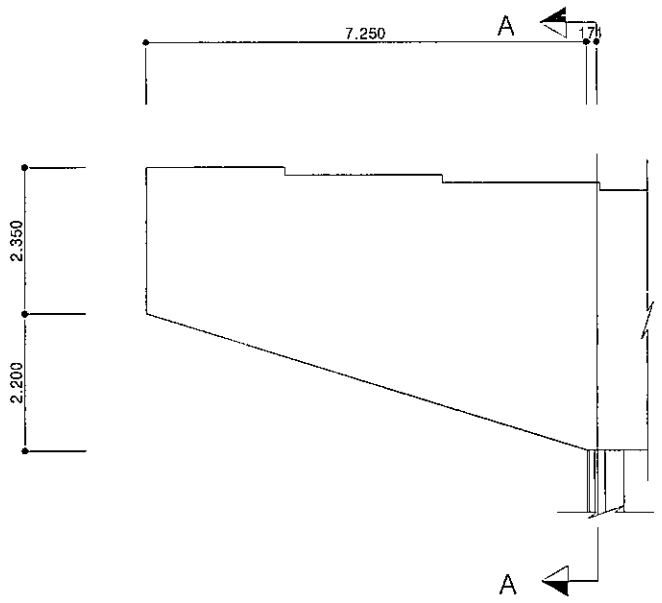
① 기둥의 단면적

$A = \pi \times 3.000^2 / 4 = 7.069\ m^2$

② 치환단면의 한변길이

$L = \sqrt{7.069} = 2.658\ m$

☞ 위험단면은 기둥끝단으로부터 0.171m(= 1.500 - 2.658/2)에 위치한다.



2) 브래킷 판정

① 위험단면에서의 작용력 : 『단면력 집계』 참조

Vu = 18389.744 kN - "ULO-02"

Mu = 70569.462 kN.m

Nu = 0.000 kN

② 브래킷 판정

a = 70569.462 / 18389.744 = 3.837 m

d = 3.800 - 0.200 = 3.600 m

a/d = 3.837 / 3.600 = 1.066 > 1.0 ∴ 캔틸레버보로 검토

3) 외측빔 검토 : 켄틸레버보로 검토

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
3500.0	3800.1	3600.1	100.0	70569.5	18389.7

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 66712.800 x 400.00 = 26685120.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 3500.000 = 80325.000 x a

T = C 이므로, a = 332.214 mm, c = 332.214 / β1 = 332.214 / 0.85 = 390.840 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (3700.06 - 390.840) / 390.840 = 0.02540

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 60156.639 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 66712.8 mm² (철근도심 : 200.0 mm) , [사용률 = 1.109]

1단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

2단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

3단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00529

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 332.214 mm

ΦMn = 0.85 x 66712.800 x 400 x (3600.06 - a/2) = 77890.194 kN.m

≥ Mu (= 70569.462 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.104]

* 전단에 대한 검토 (d = 3600.06 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3500.00 x 3600.06 = 8729.689 kN

< Vu (= 18389.744 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (18389.744-8729.689) x 150.00 / (400x3600.06xΦ) x 1000 = 1257.798 mm²

Av_min1 = 0.0625 x √27.0 x 3500.0 x 150.0 / 400.0 = 426.247 mm²

Av_min2 = 0.35 x 3500.0 x 150.0 / 400.0 = 459.375 mm²

Av_min = 459.375 mm² (Av_min1,Av_min2중 큰 값을 사용)

Av_use = 1719.000 mm² (H19-6.0 EA, C.T.C 150 mm) → 최소 전단철근 만족

Vs = 1719.000 x 400.0 x 3600.06 / 150.00 x 1000 = 16502.689 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 3500.00 x 3600.06 x 1000 = 43648.444 kN ≥ 16502.689 kN ∴ O.K

s = 150.000 ≤ 600.000 (d/2, 600 mm) 콘.설 7.4.2 ∴ O.K

ΦVn = 0.80 x (10912.111 + 16502.689) = 21931.840 kN ≥18389.744 kN ∴ 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 = 3.8 < 2d(=7.400) ∴ 깊은 보로 전단설계

- a/2 = 1.919 m (< d = 3.700 m) L 위험단면 위치

- Vu = 12575.782 kN - "ULO-02

부재번호 : 7 (I단 : 절점7, J단 : 절점8) 부재길이(L) : 1.269 m

Vui = 12302.970 kN (I단), Vuj = 12855.753 kN (J단)

검토위치(Lc) = 5.502 m (두부보 좌측단에서의 거리)

Vu = Vui + (Vuj - Vui)/L x (Lc - I단 좌표)

= 12302.970 + (12855.753 - 12302.970)/1.269 x (5.502 - 4.876)

= 12575.782 kN

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3500.0	7674.9	3600.1	12575.8	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 3500.00 x 3600.06

= 43648.444 kN ≥ Vu(= 12575.782 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3500.00 x 3600.06 = 8729.689 kN

< Vu (= 12575.782 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1312.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=787.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 20785.006 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (20785.006 + 10912.111)

= 25357.693 kN ≥ Vu(= 12575.782 kN) ∴ O.K

5) 수평력에 의한 검토

- 교축방향 지진시 수평력과 두부보관성력으로 교축방향 모멘트를 산정

→ 두부보자중에의한 관성력 산정 : 설계수평진도 (Kh = 0.154 x 1.000 = 0.154)

w1 = 2.350 x 7.421 x 3.500 x 25.000 x 0.154 = 234.995 kN

w2 = 2.200 x (7.421-0.171) / 2 x 3.500 x 25.000 x 0.154 = 107.463 kN

w3 = 2.200 x (7.421-7.250) x 3.500 x 25.000 x 0.154 = 5.069 kN

Vc = 234.995 + 107.463 + 5.069 = 347.528 kN

Mc = 234.995 x 3.711 + 107.463 x 2.588 + 5.069 x 0.086 = 1150.462 kN.m

Vu = 255.400 x sin 87.27 + 235.120 x cos 87.27 +
253.900 x sin 87.27 + 235.130 x cos 87.27 +
252.470 x sin 87.27 + 235.120 x cos 87.27 +
255.370 x sin 87.27 + 237.890 x cos 87.27 +
253.880 x sin 87.27 + 237.800 x cos 87.27 +
252.470 x sin 87.27 + 237.720 x cos 87.27 +
347.528(Vc)
= 1936.912 kN

Mu = 255.400 x sin 87.27 x 6.431 + 235.120 x cos 87.27 x 6.431 +
253.900 x sin 87.27 x 3.844 + 235.130 x cos 87.27 x 3.844 +
252.470 x sin 87.27 x 1.258 + 235.120 x cos 87.27 x 1.258 +
255.370 x sin 87.27 x 6.429 + 237.890 x cos 87.27 x 6.429 +
253.880 x sin 87.27 x 3.853 + 237.800 x cos 87.27 x 3.853 +
252.470 x sin 87.27 x 1.276 + 237.720 x cos 87.27 x 1.276 +
1150.462(Mc)
= 7281.985 kN.m

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
3800.1	3500.0	3400.0	100.0	7282.0	1936.9

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 11693.000 x 400.00 = 4677200.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 3800.063 = 87211.446 x a

T = C 이므로, a = 53.631 mm, c = 53.631 / β1 = 53.631 / 0.85 = 63.095 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (3400.00 - 63.095) / 63.095 = 0.15866

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 6326.289 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 11693.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.848]
1단 : H22 - 22.0 EA, H32 - 4.0 EA (= 11693.0 mm²)

* 철근비 검토
ρmin : 1.4 / fy = 0.00350
0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용
ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089
ρuse = As / bd = 0.00091
ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토
a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 53.631 mm
ΦMn = 0.85 x 11693.000 x 400 x (3400.00 - a/2) = 13410.501 kN.m
≥ Mu (= 7281.985 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.842]

* 전단에 대한 검토 (d = 3400.00 mm)
ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d
= 0.80 x 1/6 x √27 x 3800.06 x 3400.00 = 8951.387 kN
ΦVc/2 ≥ Vu (= 1936.912 kN) , 전단보강 불필요.

6) 사용성 검토
① 응력 산정
fs = M / [As x (d - χ/3)] = 47937.974 x 1000000 / [66712.800 x (3600.063 - 855.758/3)]
= 216.776 MPa
χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x66712.800/3500.0 + 7x66712.800/3500.0 x √[(1 + 2x3500.0x3600.1/(7x66712.800)]
= 855.758 mm
사용철근량 = 66712.8 mm² (철근도심 : 200.0 mm)
1단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)
2단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)
3단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격
Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 216.78) - 2.5 x 84.00 = 153.28 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 216.78) = 290.62 mm
Sa는 작은 값인 153.28 mm 를 적용
S = 3500.00 / 28.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 153.28 mm) ∴ O.K

7) 수평력 검토에 의한 사용성 검토
① 응력 산정
fs = M / [As x (d - χ/3)] = 7281.985 x 1000000 / [11693.000 x (3400.000 - 361.777/3)]
= 189.902 MPa
χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x11693.000/3800.1 + 7x11693.000/3800.1 x √[(1 + 2x3800.1x3400.0/(7x11693.000)]
= 361.777 mm

사용철근량 = 11693.0 ㎟ (철근도심 : 100.0 ㎜)

1단 : H22 - 22.0 EA, H32 - 4.0 EA (= 11693.0 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 ㎜

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 189.90) - 2.5 x 84.00 = 204.69 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 189.90) = 331.75 ㎜

Sa는 작은 값인 204.69 ㎜ 를 적용

S = 3800.06 / 26.0 EA = 146.16 ≤ Sa (= 204.69 ㎜) ∴ O.K

8.2 내민보의 설계 : 우측 (절점 16)

1) 내민길이의 산정

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

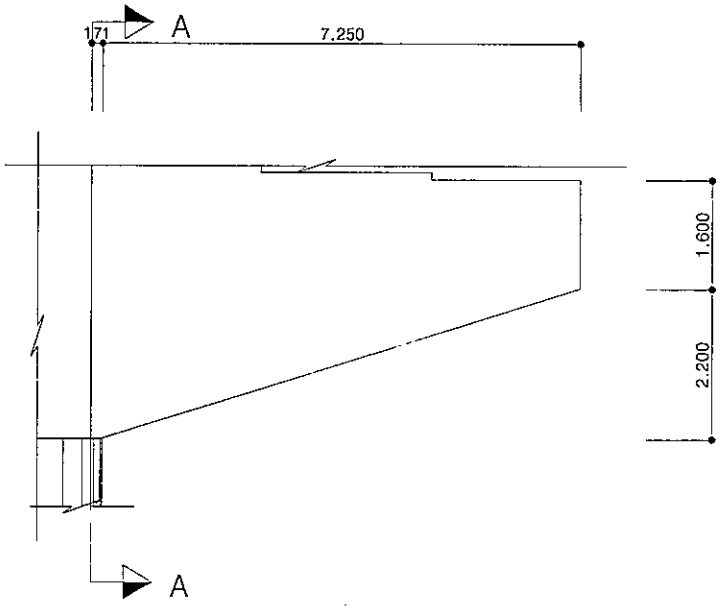
① 기둥의 단면적

A = π x 3.000² / 4 = 7.069 ㎡

② 치환단면의 한변길이

L = √7.069 = 2.658 m

☞ 위험단면은 기둥끝단으로부터 0.171m(= 1.500 - 2.658/2)에 위치한다.



2) 브래킷 판정

① 위험단면에서의 작용력 : 『단면력 집계』 참조

Vu = 17923.053 kN - "ULO-03"

Mu = 67660.049 kN.m

Nu = 0.000 kN

② 브래킷 판정

a = 67660.049 / 17923.053 = 3.775 m

d = 3.800 - 0.200 = 3.600 m

a/d = 3.775 / 3.600 = 1.049 > 1.0 ∴ 캔틸레버보로 검토

3) 외측빔 검토 : 켄틸레버보로 검토

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
3500.0	3800.1	3600.1	100.0	67660.0	17923.1

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 66712.800 x 400.00 = 26685120.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 3500.000 = 80325.000 x a

T = C 이므로, a = 332.214 mm, c = 332.214 / β1 = 332.214 / 0.85 = 390.840 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (3700.06 - 390.840) / 390.840 = 0.02540

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 57569.021 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 66712.8 mm² (철근도심 : 200.0 mm) , [사용률 = 1.159]

1단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

2단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

3단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00529

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 332.214 mm

ΦMn = 0.85 x 66712.800 x 400 x (3600.06 - a/2) = 77890.194 kN.m

≥ Mu (= 67660.049 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.151]

* 전단에 대한 검토 (d = 3600.06 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3500.00 x 3600.06 = 8729.689 kN

< Vu (= 17923.053 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (17923.053-8729.689) x 150.00 / (400x3600.06xΦ) x 1000 = 1197.032 mm²

Av_min1 = 0.0625 x √27.0 x 3500.0 x 150.0 / 400.0 = 426.247 mm²

Av_min2 = 0.35 x 3500.0 x 150.0 / 400.0 = 459.375 mm²

Av_min = 459.375 mm² (Av_min1,Av_min2중 큰 값을 사용)

Av_use = 1719.000 mm² (H19-6.0 EA, C.T.C 150 mm) → 최소 전단철근 만족

Vs = 1719.000 x 400.0 x 3600.06 / 150.00 x 1000 = 16502.689 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 3500.00 x 3600.06 x 1000 = 43648.444 kN ≥ 16502.689 kN ∴ O.K

s = 150.000 ≤ 600.000 (d/2, 600 mm) 콘.설 7.4.2 ∴ O.K

ΦVn = 0.80 x (10912.111 + 16502.689) = 21931.840 kN ≥17923.053 kN ∴ 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 = 3.8 < 2d(=7.400) ∴ 깊은 보로 전단설계

- a/2 = 1.888 m (< d = 3.700 m) L 위험단면 위치
- Vu = 12121.908 kN - "ULO-03

부재번호 : 19 (I단 : 절점19, J단 : 절점20) 부재길이(L) : 1.299 m

Vui = -12373.178 kN (I단), Vuj = -11854.684 kN (J단)

검토위치(Lc) = 11.967 m (두부보 좌측단에서의 거리)

Vu = Vui + (Vuj - Vui)/L x (Lc - I단 좌표)

= -12373.178 + (-11854.684 - -12373.178)/1.299 x (11.967 - 11.337)

= -12121.908 kN

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3500.0	7550.1	3600.1	12121.9	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 3500.00 x 3600.06

= 43648.444 kN ≥ Vu(= 12121.908 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3500.00 x 3600.06 = 8729.689 kN

< Vu (= 12121.908 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1312.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=787.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 20801.747 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (20801.747 + 10912.111)

= 25371.087 kN ≥ Vu(= 12121.908 kN) ∴ O.K

5) 수평력에 의한 검토

- 교축방향 지진시 수평력과 두부보관성력으로 교축방향 모멘트를 산정

→ 두부보자중에의한 관성력 산정 : 설계수평진도 (Kh = 0.154 x 1.000 = 0.154)

w1 = 2.350 x 7.421 x 3.500 x 25.000 x 0.154 = 234.995 kN

w2 = 2.200 x (7.421-0.171) / 2 x 3.500 x 25.000 x 0.154 = 107.463 kN

w3 = 2.200 x (7.421-7.250) x 3.500 x 25.000 x 0.154 = 5.069 kN

Vc = 234.995 + 107.463 + 5.069 = 347.528 kN

Mc = 234.995 x 3.711 + 107.463 x 2.588 + 5.069 x 0.086 = 1150.462 kN.m

Vu = 250.650 x sin 87.27 + 234.810 x cos 87.27 +
251.150 x sin 87.27 + 234.500 x cos 87.27 +
252.070 x sin 87.27 + 234.160 x cos 87.27 +
250.650 x sin 87.27 + 237.390 x cos 87.27 +
251.130 x sin 87.27 + 237.110 x cos 87.27 +
252.040 x sin 87.27 + 236.820 x cos 87.27 +
347.528(Vc)
= 1920.940 kN

Mu = 250.650 x sin 87.27 x 1.258 + 234.810 x cos 87.27 x 1.258 +
251.150 x sin 87.27 x 3.844 + 234.500 x cos 87.27 x 3.844 +
252.070 x sin 87.27 x 6.431 + 234.160 x cos 87.27 x 6.431 +
250.650 x sin 87.27 x 1.224 + 237.390 x cos 87.27 x 1.224 +
251.130 x sin 87.27 x 3.804 + 237.110 x cos 87.27 x 3.804 +
252.040 x sin 87.27 x 6.383 + 236.820 x cos 87.27 x 6.383 +
1150.462(Mc)
= 7174.104 kN.m

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
3800.1	3500.0	3400.0	100.0	7174.1	1920.9

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 11693.000 x 400.00 = 4677200.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 3800.063 = 87211.446 x a

T = C 이므로, a = 53.631 mm, c = 53.631 / β1 = 53.631 / 0.85 = 63.095 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (3400.00 - 63.095) / 63.095 = 0.15866

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 6232.169 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 11693.0 ㎟ (철근도심 : 100.0 ㎜) , [사용률 = 1.876]
1단 : H22 - 22.0 EA, H32 - 4.0 EA (= 11693.0 ㎟)

* 철근비 검토
ρmin : 1.4 / fy = 0.00350
0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용
ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089
ρuse = As / bd = 0.00091
ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토
a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 53.631 ㎜
ΦMn = 0.85 x 11693.000 x 400 x (3400.00 - a/2) = 13410.501 kN.m
≥ Mu (= 7174.104 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.869]

* 전단에 대한 검토 (d = 3400.00 ㎜)
ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d
= 0.80 x 1/6 x √27 x 3800.06 x 3400.00 = 8951.387 kN
ΦVc/2 ≥ Vu (= 1920.940 kN) , 전단보강 불필요.

6) 사용성 검토
① 응력 산정
fs = M / [As x (d - χ/3)] = 46623.780 x 1000000 / [66712.800 x (3600.063 - 855.758/3)]
= 210.833 MPa
χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x66712.800/3500.0 + 7x66712.800/3500.0 x √[(1 + 2x3500.0x3600.1/(7x66712.800)]
= 855.758 ㎜
사용철근량 = 66712.8 ㎟ (철근도심 : 200.0 ㎜)
1단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 ㎟)
2단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 ㎟)
3단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격
Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 ㎜
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 210.83) - 2.5 x 84.00 = 163.52 ㎜
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 210.83) = 298.81 ㎜
Sa는 작은 값인 163.52 ㎜ 를 적용
S = 3500.00 / 28.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 163.52 ㎜) ∴ O.K

7) 수평력 검토에 의한 사용성 검토
① 응력 산정
fs = M / [As x (d - χ/3)] = 7174.104 x 1000000 / [11693.000 x (3400.000 - 361.777/3)]
= 187.088 MPa
χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x11693.000/3800.1 + 7x11693.000/3800.1 x √[(1 + 2x3800.1x3400.0/(7x11693.000)]
= 361.777 ㎜

사용철근량 = 11693.0 ㎟ (철근도심 : 100.0 ㎜)
1단 : H22 - 22.0 EA, H32 - 4.0 EA (= 11693.0 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 ㎜

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 187.09) - 2.5 x 84.00 = 210.92 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 187.09) = 336.74 ㎜

Sa는 작은 값인 210.92 ㎜ 를 적용

S = 3800.06 / 26.0 EA = 146.16 ≤ Sa (= 210.92 ㎜) ∴ O.K

8.3 교량받침 위치 검토

1) 받침위치1(교량받침1) : ULO-02(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 = 0.046 (136.57/2982.36) < 2d(=5.101) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(㎜)	Ln(㎜)	d(㎜)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3500.0	7674.9	2450.4	2982.4	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 3500.00 x 2450.41

= 29709.688 kN ≥ Vu(= 2982.360 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3500.00 x 2450.41 = 5941.938 kN

≥ Vu (= 2982.360 kN) , 전단보강 불필요.

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 105.054 x 1000000 / [66712.800 x (2450.414 - 686.146/3)]

= 0.709 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x66712.800/3500.0 + 7x66712.800/3500.0 x √[(1 + 2x3500.0x2450.4/(7x66712.800)]

= 686.146 ㎜

사용철근량 = 66712.8 ㎟ (철근도심 : 200.0 ㎜)

1단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 ㎟)

2단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 ㎟)

3단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 0.71) - 2.5 x 84.00 = 110894.15 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 0.71) = 88883.32 mm

Sa는 작은 값인 88883.32 mm 를 적용

S = 3500.00 / 28.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 88883.32 mm) ∴ O.K

2) 받침위치2(교량받침8) : UL0-02(절점 3)

: 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 = 0.025 (142.54/5685.02) < 2d(=5.102) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3500.0	7674.9	2451.0	5685.0	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 3500.00 x 2451.02

= 29717.047 kN ≥ Vu(= 5685.015 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3500.00 x 2451.02 = 5943.409 kN

≥ Vu (= 5685.015 kN) , 전단보강 불필요.

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 109.067 x 1000000 / [66712.800 x (2451.021 - 686.245/3)]

= 0.736 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x66712.800/3500.0 + 7x66712.800/3500.0 x √[(1 + 2x3500.0x2451.0/(7x66712.800)]

= 686.245 mm

사용철근량 = 66712.8 mm² (철근도심 : 200.0 mm)

1단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

2단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

3단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 0.74) - 2.5 x 84.00 = 106833.87 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 0.74) = 85635.10 mm

Sa는 작은 값인 85635.10 mm 를 적용

S = 3500.00 / 28.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 85635.10 mm) ∴ O.K

3) 받침위치3(교량받침9) : UL0-02(절점 5)

: 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 = 1.730 (15857.59/9164.25) < 2d(=6.408) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3500.0	7674.9	3104.2	9164.3	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 3500.00 x 3104.23

= 37636.806 kN ≥ Vu(= 9164.252 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3500.00 x 3104.23 = 7527.361 kN

< Vu (= 9164.252 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1312.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=787.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 17780.531 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (17780.531 + 9409.202)

= 21751.786 kN ≥ Vu(= 9164.252 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 10713.974 x 1000000 / [66712.800 x (3104.231 - 786.450/3)]

= 56.507 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x66712.800/3500.0 + 7x66712.800/3500.0 x √[(1 + 2x3500.0x3104.2/(7x66712.800)]

= 786.450 mm

사용철근량 = 66712.8 mm² (철근도심 : 200.0 mm)

1단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

2단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

3단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 56.51) - 2.5 x 84.00 = 1183.62 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 56.51) = 1114.90 mm

Sa는 작은 값인 1114.90 mm 를 적용

S = 3500.00 / 28.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1114.90 mm) ∴ O.K

4) 받침위치4(교량받침2) : UL0-02(절점 6)

: 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 = 1.353 (15940.08/11785.21) < 2d(=6.414) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3500.0	7674.9	3107.0	11785.2	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 3500.00 x 3106.96

= 37669.918 kN ≥ Vu(= 11785.214 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3500.00 x 3106.96 = 7533.984 kN

< Vu (= 11785.214 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1312.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=787.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 17797.079 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (17797.079 + 9417.480)

= 21771.647 kN ≥ Vu(= 11785.214 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 10769.847 x 1000000 / [66712.800 x (3106.962 - 786.846/3)]

= 56.750 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x66712.800/3500.0 + 7x66712.800/3500.0 x √[(1 + 2x3500.0x3107.0/(7x66712.800)]
= 786.846 mm
사용철근량 = 66712.8 mm² (철근도심 : 200.0 mm)
1단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)
2단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)
3단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격
Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 56.75) - 2.5 x 84.00 = 1177.66 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 56.75) = 1110.13 mm
Sa는 작은 값인 1110.13 mm 를 적용
S = 3500.00 / 28.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1110.13 mm) ∴ O.K

5) 받침위치5(교량받침10) : ULO-02(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 = 3.103 (47538.34/15320.26) < 2d(=7.715) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3500.0	7674.9	3757.7	15320.3	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토
ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d
= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 3500.00 x 3757.75
= 45560.281 kN ≥ Vu(= 15320.262 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도
ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d
= 0.80 x 1/6 x √27 x 3500.00 x 3757.75 = 9112.056 kN
< Vu (= 15320.262 kN) , 전단보강 필요.
* 전단철근의 전단강도
ⓐ 수직 전단철근
s = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K
Av = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1312.500 mm²) ∴ O.K
ⓑ 수평 전단철근
sh = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K
Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=787.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 21740.497 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (21740.497 + 11390.070)

= 26504.454 kN ≥ Vu(= 15320.262 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 32226.566 x 1000000 / [66712.800 x (3757.749 - 876.803/3)]

= 139.393 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x66712.800/3500.0 + 7x66712.800/3500.0 x √[(1 + 2x3500.0x3757.7/(7x66712.800)]

= 876.803 mm

사용철근량 = 66712.8 mm² (철근도심 : 200.0 mm)

1단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

2단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

3단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 139.39) - 2.5 x 84.00 = 354.95 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 139.39) = 451.96 mm

Sa는 작은 값인 354.95 mm 를 적용

S = 3500.00 / 28.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 354.95 mm) ∴ O.K

6) 받침위치6(교량받침3) : ULO-02(절점 9)

: 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 = 2.687 (47814.18/17795.83) < 2d(=7.726) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3500.0	7674.9	3763.2	17795.8	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 3500.00 x 3763.21

= 45626.505 kN ≥ Vu(= 17795.828 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3500.00 x 3763.21 = 9125.301 kN

< Vu (= 17795.828 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1312.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=787.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 21773.594 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (21773.594 + 11406.626)

= 26544.176 kN ≥ Vu(= 17795.828 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 32414.598 x 1000000 / [66712.800 x (3763.211 - 877.524/3)]

= 139.995 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x66712.800/3500.0 + 7x66712.800/3500.0 x √[(1 + 2x3500.0x3763.2/(7x66712.800)]

= 877.524 mm

사용철근량 = 66712.8 mm² (철근도심 : 200.0 mm)

1단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

2단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

3단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 140.00) - 2.5 x 84.00 = 352.52 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 140.00) = 450.01 mm

Sa는 작은 값인 352.52 mm 를 적용

S = 3500.00 / 28.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 352.52 mm) ∴ O.K

7) 받침위치7(교량받침12) : UL0-03(절점 18)

: 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 = 2.650 (46059.43/17380.23) < 2d(=7.233) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3500.0	7550.1	3516.6	17380.2	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 3500.00 x 3516.60

= 42636.509 kN ≥ Vu(= 17380.226 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3500.00 x 3516.60 = 8527.302 kN

< Vu (= 17380.226 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1312.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=787.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 20296.006 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (20296.006 + 10659.127)

= 24764.106 kN ≥ Vu(= 17380.226 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 31907.598 x 1000000 / [66712.800 x (3516.600 - 844.435/3)]

= 147.841 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x66712.800/3500.0 + 7x66712.800/3500.0 x √[(1 + 2x3500.0x3516.6/(7x66712.800)]

= 844.435 mm

사용철근량 = 66712.8 mm² (철근도심 : 200.0 mm)

1단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

2단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

3단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 147.84) - 2.5 x 84.00 = 322.67 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 147.84) = 426.13 mm

Sa는 작은 값인 322.67 mm 를 적용

S = 3500.00 / 28.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 322.67 mm) ∴ O.K

8) 받침위치8(교량받침5) : UL0-03(절점 19)

: 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 = 3.064 (45553.67/14868.04) < 2d(=7.213) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3500.0	7550.1	3506.3	14868.0	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d
= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 3500.00 x 3506.28
= 42511.419 kN ≥ Vu(= 14868.041 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d
= 0.80 x 1/6 x √27 x 3500.00 x 3506.28 = 8502.284 kN
< Vu (= 14868.041 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근
s = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K
Av = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1312.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근
sh = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K
Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=787.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 20233.489 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (20233.489 + 10627.855)
= 24689.075 kN ≥ Vu(= 14868.041 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 31454.858 x 1000000 / [66712.800 x (3506.283 - 843.026/3)]
= 146.188 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x66712.800/3500.0 + 7x66712.800/3500.0 x √[(1 + 2x3500.0x3506.3/(7x66712.800)]
= 843.026 mm

사용철근량 = 66712.8 mm² (철근도심 : 200.0 mm)
1단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)
2단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)
3단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 146.19) - 2.5 x 84.00 = 328.69 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 146.19) = 430.95 mm
Sa는 작은 값인 328.69 mm 를 적용
S = 3500.00 / 28.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 328.69 mm) ∴ O.K

9) 받침위치9(교량받침13) : ULO-03(절점 21)

: 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 = 1.341 (15319.16/11420.85) < 2d(=5.410) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3500.0	7550.1	2605.2	11420.8	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 3500.00 x 2605.25

= 31586.922 kN ≥ Vu(= 11420.847 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3500.00 x 2605.25 = 6317.384 kN

< Vu (= 11420.847 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1312.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=787.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 14773.683 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (14773.683 + 7896.730)

= 18136.331 kN ≥ Vu(= 11420.847 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 10814.137 x 1000000 / [66712.800 x (2605.245 - 710.977/3)]

= 68.447 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x66712.800/3500.0 + 7x66712.800/3500.0 x √[(1 + 2x3500.0x2605.2/(7x66712.800)]

= 710.977 mm

사용철근량 = 66712.8 mm² (철근도심 : 200.0 mm)

1단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

2단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

3단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 68.45) - 2.5 x 84.00 = 940.52 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 68.45) = 920.42 mm

Sa는 작은 값인 920.42 mm 를 적용

S = 3500.00 / 28.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 920.42 mm) ∴ O.K

10. 받침위치10(교량받침6) : ULO-03(절점 22)

: 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 = 1.703 (14967.36/8788.54) < 2d(=5.386) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3500.0	7550.1	2593.1	8788.5	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 3500.00 x 2593.11

= 31439.757 kN ≥ Vu(= 8788.537 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3500.00 x 2593.11 = 6287.951 kN

< Vu (= 8788.537 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1312.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=787.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 14700.134 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (14700.134 + 7859.939)

= 18048.059 kN ≥ Vu(= 8788.537 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 10467.394 x 1000000 / [66712.800 x (2593.107 - 709.057/3)]

= 66.576 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x66712.800/3500.0 + 7x66712.800/3500.0 x √[(1 + 2x3500.0x2593.1/(7x66712.800)]
= 709.057 mm
사용철근량 = 66712.8 mm² (철근도심 : 200.0 mm)
1단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)
2단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)
3단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격
Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 66.58) - 2.5 x 84.00 = 972.87 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 66.58) = 946.29 mm
Sa는 작은 값인 946.29 mm 를 적용
S = 3500.00 / 28.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 946.29 mm) ∴ O.K

11)받침위치11(교량받침14) : ULO-03(절점 24)
: 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 = 0.042 (231.16/5488.96) < 2d(=3.630) ∴ 깊은 보로 전단설계

- 사용성 검토
① 응력 산정
fs = M / [As x (d - χ/3)] = 381.525 x 1000000 / [66712.800 x (1715.042 - 556.113/3)]
= 3.739 MPa
χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x66712.800/3500.0 + 7x66712.800/3500.0 x √[(1 + 2x3500.0x1715.0/(7x66712.800)]
= 556.113 mm
사용철근량 = 66712.8 mm² (철근도심 : 200.0 mm)
1단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)
2단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)
3단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격
Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 3.74) - 2.5 x 84.00 = 20853.69 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 3.74) = 16850.96 mm
Sa는 작은 값인 16850.96 mm 를 적용
S = 3500.00 / 28.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 16850.96 mm) ∴ O.K

12. 받침위치12(교량받침7) : ULO-03(절점 25)

: 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 = 0.033 (94.76/2836.36) < 2d(=3.601) ∴ 깊은 보로 전단설계

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 181.162 x 1000000 / [66712.800 x (1700.477 - 553.289/3)]

= 1.791 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x66712.800/3500.0 + 7x66712.800/3500.0 x √[(1 + 2x3500.0x1700.5/(7x66712.800)]

= 553.289 mm

사용철근량 = 66712.8 mm² (철근도심 : 200.0 mm)

1단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

2단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

3단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 1.79) - 2.5 x 84.00 = 43754.91 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 1.79) = 35171.93 mm

Sa는 작은 값인 35171.93 mm 를 적용

S = 3500.00 / 28.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 35171.93 mm) ∴ 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	-34086.238	-43843.044	3173.469	3359.143	-36.977	-0.00318	축력최대
UL002	-34086.238	-40987.763	25266.157	25451.831	-36.977	-0.02446	모멘트최대
UL022	-26220.183	-25737.411	16742.038	59852.864	3794.556	0.04153	탄성설계
UL022	-26220.183	-25737.411	4256.038	18721.531	3794.556	0.04153	소성설계
UE002	-26220.183	-33121.708	24670.069	24855.742	-36.977	-0.02389	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	O.K	110968.684	43843.044	4496.845	2.531	O.K
모멘트최대	0.005	0.013	0.060	O.K	78866.450	40987.763	25451.831	1.924	O.K
탄성설계	0.005	0.013	0.060	O.K	28215.171	25737.411	61012.094	1.096	O.K
편심최대	0.005	0.013	0.060	O.K	69596.258	33121.708	24855.742	2.101	O.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 26, UL001)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, Θ=90.000도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2883.815	43843.044	4496.845	102.567

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 43843.044 x -0.00318 / (-36.977 x 14.900)

= 0.253

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 14.900 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 16.450 / 0.750

= 46.060 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.750 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 16.450 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.253)

= 1.339

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.339 x 3173.469

= 4248.285 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.339 x 3359.143

= 4496.845 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 mm² , Ast = 95304.00 mm² , Puse = 0.01348

- 1단 : H32 - 60EA (As=47652.000 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H32 - 60EA (As=47652.000 mm²), d2 = 132.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0135) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 2905051.948 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 mm²)이어야 하므로 3534291.735 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1740.000 mm, ab = k1 x cb = 1479.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 3446667.172 = 79101.012 kN, ∑Csi = 14835.788 kN, ∑Tsi = 10952.372 kN

Pb = 79101.012 + 14835.788 - 10952.372 = 82984.428 kN

Mb = Cc x 1391.992 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 78833.196 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 949.976 mm, e = Mu/Pu = 102.567 mm)

㉰ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 3266.657 mm, a = k1 x c = 2776.658 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 6830717.474 = 156764.966 kN

∑Csi = 24575.794 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 156764.966 + 24575.794 - 0.000 = 181340.760 kN

Mn = Cc x 1436.065 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 18598.993 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=102.564) | = 0.0031 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉱ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 3000.00 - 100.00 = 2900.000 mm

c = 3266.657 mm, a = k1 x c = 2776.658 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2900.00-3266.66) / 3266.66 = -0.00034

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉲ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 158526.691 kN < Pn = 181340.760 kN

ΦPn = 0.70 x 158526.691 = 110968.684 kN ≥ Pu = 43843.044 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.103 = 11381.713 kN.m ≥ Mu = 4496.845 kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 26, UL002)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, Θ=90.000도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2883.815	40987.763	25451.831	620.962

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 40987.763 x -0.02446 / (-36.977 x 14.900)

= 1.820

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 14.900 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 16.450 / 0.750

= 46.060 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.750 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 16.450 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 1.820)

= 1.000

※ Q가 0.6을 초과하므로 강성을 키워야 합니다. 『콘크리트 구조설계기준』 6.5.4 (6)

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s
= 0.000 + 1.000 x 25266.157
= 25266.157 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s
= 0.000 + 1.000 x 25451.831
= 25451.831 kN.m

㉤ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 mm² , Ast = 95304.00 mm² , Puse = 0.01348
- 1단 : H32 - 60EA (As=47652.000 mm²), d1 = 100.000 mm
- 2단 : H32 - 60EA (As=47652.000 mm²), d2 = 132.000 mm
ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0135) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K
ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 2715860.257 mm²
Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 mm²)이어야 하므로 3534291.735 mm² 를 적용.

㉥ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1740.000 mm, ab = k1 x cb = 1479.000 mm
Cc = 0.85 x 27.0 x 3446667.172 = 79101.012 kN, ∑Csi = 14835.788 kN, ∑Tsi = 10952.372 kN
Pb = 79101.012 + 14835.788 - 10952.372 = 82984.428 kN
Mb = Cc x 1391.992 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 78833.196 kN.m
eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 949.976 mm, e = Mu/Pu = 620.962 mm)

㉦ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 2101.526 mm, a = k1 x c = 1786.297 mm 를 사용.
Cc = 0.85 x 27.0 x 4388118.257 = 100707.314 kN
∑Csi = 16915.882 kN, ∑Tsi = 4956.840 kN
Pn = 100707.314 + 16915.882 - 4956.840 = 112666.357 kN
Mn = Cc x 1378.198 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 69960.838 kN.m
- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=620.956)| = 0.0058 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉧ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 3000.00 - 100.00 = 2900.000 mm
c = 2101.526 mm, a = k1 x c = 1786.297 mm
εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020
εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2900.00-2101.53) / 2101.53 = 0.00114
εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉨ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 158526.691 kN ≥ Pn = 112666.357 kN
ΦPn = 0.70 x 112666.357 = 78866.450 kN ≥ Pu = 40987.763 kN ∴ O.K
ΦMn = ΦPn x 0.621 = 48973.045 kN.m ≥ Mu = 25451.831 kN.m ∴ O.K

③ 탄성설계 : (부재 26, UL022)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=1.00, θ=90.000도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2883.815	25737.411	61012.094	2370.561

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 25737.411 x 0.04153 / (3794.556 x 14.900)

= 0.019

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 14.900 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 16.450 / 0.750

= 46.060 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.750 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 16.450 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.019)

= 1.019

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.019 x 16742.038

= 17066.298 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.019 x 59852.864

= 61012.094 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 mm² , Ast = 95304.00 mm² , Puse = 0.01348

- 1단 : H32 - 60EA (As=47652.000 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H32 - 60EA (As=47652.000 mm²), d2 = 132.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0135) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1705367.811 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 mm²)이어야 하므로 3534291.735 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1740.000 mm, ab = k1 x cb = 1479.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 3446667.172 = 79101.012 kN, ∑Csi = 14835.788 kN, ∑Tsi = 10952.372 kN

Pb = 79101.012 + 14835.788 - 10952.372 = 82984.428 kN

Mb = Cc x 1391.992 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 78833.196 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 949.976 mm, e = Mu/Pu = 2370.561 mm)

㉮ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1009.052 mm, a = k1 x c = 857.695 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1668056.114 = 38281.888 kN

∑Csi = 10373.523 kN, ∑Tsi = 20440.240 kN

Pn = 38281.888 + 10373.523 - 20440.240 = 28215.171 kN

Mn = Cc x 1424.351 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 66885.817 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=2370.562)| = 0.0015 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉯ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 158526.691 kN ≥ Pn = 28215.171 kN

ΦPn = 1.00 x 28215.171 = 28215.171 kN ≥ Pu = 25737.411 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 2.371 = 66885.774 kN.m ≥ Mu = 61012.094 kN.m ∴ O.K

④ 편심최대 : (부재 26, UE002)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, Θ=90.000도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2883.815	33121.708	24855.742	750.437

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 33121.708 x -0.02389 / (-36.977 x 14.900)

= 1.436

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 14.900 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 16.450 / 0.750

= 46.060 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.750 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 16.450 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 1.436)

= 1.000

※ Q가 0.6을 초과하므로 강성을 키워야 합니다. 『콘크리트 구조설계기준』 6.5.4 (6)

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.000 x 24670.069

= 24670.069 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.000 x 24855.742

= 24855.742 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 ㎟ , Ast = 95304.00 ㎟ , Puse = 0.01348

- 1단 : H32 - 60EA (As=47652.000 ㎟), d1 = 100.000 ㎜

- 2단 : H32 - 60EA (As=47652.000 ㎟), d2 = 132.000 ㎜

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0135) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 2194653.326 ㎟

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 ㎟)이어야 하므로 3534291.735 ㎟ 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1740.000 ㎜, ab = k1 x cb = 1479.000 ㎜

Cc = 0.85 x 27.0 x 3446667.172 = 79101.012 kN, ∑Csi = 14835.788 kN, ∑Tsi = 10952.372 kN

Pb = 79101.012 + 14835.788 - 10952.372 = 82984.428 kN

Mb = Cc x 1391.992 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 78833.196 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 949.976 ㎜, e = Mu/Pu = 750.437 ㎜)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1929.940 ㎜, a = k1 x c = 1640.449 ㎜ 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 3955178.427 = 90771.345 kN

∑Csi = 15961.468 kN, ∑Tsi = 7309.588 kN

Pn = 90771.345 + 15961.468 - 7309.588 = 99423.225 kN

Mn = Cc x 1381.696 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 74610.027 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=750.429) | = 0.0080 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉳ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 3000.00 - 100.00 = 2900.000 ㎜

c = 1929.940 ㎜, a = k1 x c = 1640.449 ㎜

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2900.00-1929.94) / 1929.94 = 0.00151

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

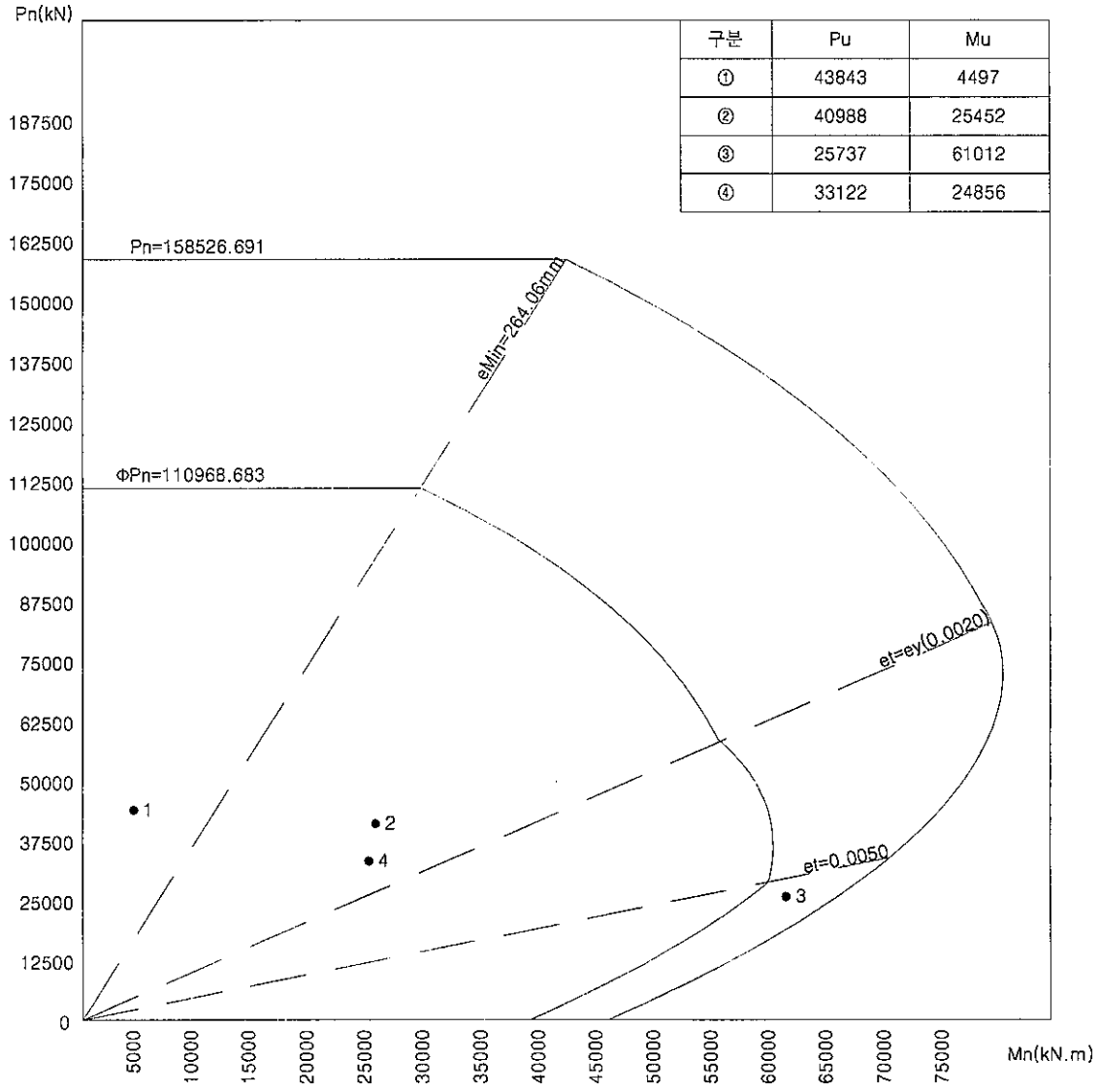
㉴ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 158526.691 kN ≥ Pn = 99423.225 kN

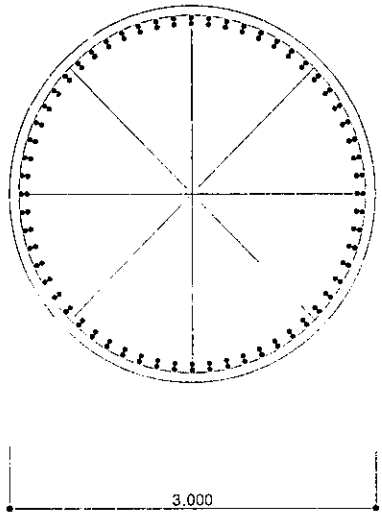
ΦPn = 0.70 x 99423.225 = 69596.258 kN ≥ Pu = 33121.708 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.750 = 52227.579 kN.m ≥ Mu = 24855.742 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	43843	4497
②	40988	25452
③	25737	61012
④	33122	24856



▣ 단면제원

R = 1500.000 mm
D = 2883.815 mm
Ag = 7068583.471 mm²
Aeff = 3534291.735 mm²

▣ 사용 철근

Ast = 95304.000 mm²
Puse = 0.01348
1단 : H32-60Ea
2단 : H32-60Ea

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	-34086.238	-43843.044	468.986	468.986	0.000	0.00045	축력최대
ULB04	-34086.238	-33458.635	1013.860	3932.559	251.587	0.00271	모멘트최대
ULB22	-26220.183	-25737.411	4311.247	51720.247	4066.000	0.03246	탄성설계
ULB22	-26220.183	-25737.411	1258.580	17061.580	4066.000	0.03246	소성설계
UEB26	-23598.165	-23018.839	855.545	3549.728	232.234	0.00242	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	O.K	110968.684	43843.044	468.986	2.531	O.K
모멘트최대	0.005	0.013	0.060	O.K	110968.684	33458.635	4029.261	3.317	O.K
탄성설계	0.005	0.013	0.060	O.K	34453.902	25737.411	52454.612	1.339	O.K
편심최대	0.005	0.013	0.060	O.K	110968.684	23018.839	3607.447	4.821	O.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 26, ULB01)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2883.815	43843.044	468.986	10.697

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 43843.044 x 0.00045 / (0.000 x 14.900)

= 0.000

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 14.900 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 16.450 / 0.750

= 46.060 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.750 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 16.450 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.000)

= 1.000

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.000 x 468.986

= 468.986 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.000 x 468.986

= 468.986 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 mm² , Ast = 95304.00 mm² , Puse = 0.01348

- 1단 : H32 - 60EA (As=47652.000 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H32 - 60EA (As=47652.000 mm²), d2 = 132.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0135) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 2905051.948 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 mm²)이어야 하므로 3534291.735 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1740.000 mm, ab = k1 x cb = 1479.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 3446667.172 = 79101.012 kN, ∑Csi = 14835.788 kN, ∑Tsi = 10952.372 kN

Pb = 79101.012 + 14835.788 - 10952.372 = 82984.428 kN

Mb = Cc x 1391.992 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 78833.196 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 949.976 mm, e = Mu/Pu = 10.697 mm)

㉰ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 6250.261 mm, a = k1 x c = 5312.722 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 7069357.930 = 162241.764 kN

∑Csi = 34209.759 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 162241.764 + 34209.759 - 0.000 = 196451.523 kN

Mn = Cc x 2656.361 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2101.447 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=10.697) | = 0.0001 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉱ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 3000.00 - 100.00 = 2900.000 mm

c = 6250.261 mm, a = k1 x c = 5312.722 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2900.00-6250.26) / 6250.26 = -0.00161

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉲ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 158526.691 kN < Pn = 196451.523 kN

ΦPn = 0.70 x 158526.691 = 110968.684 kN ≥ Pu = 43843.044 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.011 = 1187.025 kN.m ≥ Mu = 468.986 kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 26, UL804)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2883.815	33458.635	4029.261	120.425

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 33458.635 x 0.00271 / (251.587 x 14.900)

= 0.024

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 14.900 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 16.450 / 0.750

= 46.060 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.750 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 16.450 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.024)

= 1.025

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.025 x 1013.860

= 1038.791 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.025 x 3932.559

= 4029.261 kN.m

㉤ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 ㎟ , Ast = 95304.00 ㎟ , Puse = 0.01348

- 1단 : H32 - 60EA (As=47652.000 ㎟), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H32 - 60EA (As=47652.000 ㎟), d2 = 132.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0135) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 2216978.200 ㎟

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 ㎟)이어야 하므로 3534291.735 ㎟ 를 적용.

㉥ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1740.000 mm, ab = k1 x cb = 1479.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 3446667.172 = 79101.012 kN, ∑Csi = 14835.788 kN, ∑Tsi = 10952.372 kN

Pb = 79101.012 + 14835.788 - 10952.372 = 82984.428 kN

Mb = Cc x 1391.992 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 78833.196 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 949.976 mm, e = Mu/Pu = 120.425 mm)

㉦ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 3202.522 mm, a = k1 x c = 2722.143 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 6740255.151 = 154688.856 kN

∑Csi = 24153.361 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 154688.856 + 24153.361 - 0.000 = 178842.217 kN

Mn = Cc x 1426.206 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 21537.549 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=120.428) | = 0.0025 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉧ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 3000.00 - 100.00 = 2900.000 mm

c = 3202.522 mm, a = k1 x c = 2722.143 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2900.00-3202.52) / 3202.52 = -0.00028

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉨ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 158526.691 kN < Pn = 178842.217 kN

ΦPn = 0.70 x 158526.691 = 110968.684 kN ≥ Pu = 33458.635 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.120 = 13363.421 kN.m ≥ Mu = 4029.261 kN.m ∴ O.K

③ 탄성설계 : (부재 26, ULB22)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=1.00

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2883.815	25737.411	52454.612	2038.069

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 25737.411 x 0.03246 / (4066.000 x 14.900)

= 0.014

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 14.900 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 16.450 / 0.750

= 46.060 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.750 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 16.450 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.014)

= 1.014

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.014 x 4311.247

= 4372.461 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.014 x 51720.247

= 52454.612 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 mm² , Ast = 95304.00 mm² , Puse = 0.01348

- 1단 : H32 - 60EA (As=47652.000 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H32 - 60EA (As=47652.000 mm²), d2 = 132.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0135) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1705367.811 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 mm²)이어야 하므로 3534291.735 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1740.000 mm, ab = k1 x cb = 1479.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 3446667.172 = 79101.012 kN, ∑Csi = 14835.788 kN, ∑Tsi = 10952.372 kN

Pb = 79101.012 + 14835.788 - 10952.372 = 82984.428 kN

Mb = Cc x 1391.992 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 78833.196 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 949.976 mm, e = Mu/Pu = 2038.069 mm)

㈐ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1095.427 mm, a = k1 x c = 931.113 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1869540.606 = 42905.957 kN

∑Csi = 10951.804 kN, ∑Tsi = 19403.859 kN

Pn = 42905.957 + 10951.804 - 19403.859 = 34453.902 kN

Mn = Cc x 1419.027 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 70219.675 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=2038.076) | = 0.0074 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈑ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 158526.691 kN ≥ Pn = 34453.902 kN

ΦPn = 1.00 x 34453.902 = 34453.902 kN ≥ Pu = 25737.411 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 2.038 = 70219.418 kN.m ≥ Mu = 52454.612 kN.m ∴ O.K

④ 편심최대 : (부재 26, UEB26)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2883.815	23018.839	3607.447	156.717

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 23018.839 x 0.00242 / (232.234 x 14.900)

= 0.016

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 14.900 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 16.450 / 0.750

= 46.060 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.750 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 16.450 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.016)

= 1.016

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.016 x 855.545

= 869.456 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.016 x 3549.728

= 3607.447 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 ㎟ , Ast = 95304.00 ㎟ , Puse = 0.01348

- 1단 : H32 - 60EA (As=47652.000 ㎟), d1 = 100.000 ㎜

- 2단 : H32 - 60EA (As=47652.000 ㎟), d2 = 132.000 ㎜

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0135) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1525234.495 ㎟

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 ㎟)이어야 하므로 3534291.735 ㎟ 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1740.000 ㎜, ab = k1 x cb = 1479.000 ㎜

Cc = 0.85 x 27.0 x 3446667.172 = 79101.012 kN, ∑Csi = 14835.788 kN, ∑Tsi = 10952.372 kN

Pb = 79101.012 + 14835.788 - 10952.372 = 82984.428 kN

Mb = Cc x 1391.992 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 78833.196 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 949.976 ㎜, e = Mu/Pu = 156.717 ㎜)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 3084.097 ㎜, a = k1 x c = 2621.483 ㎜ 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 6551946.405 = 150367.170 kN

∑Csi = 23346.452 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 150367.170 + 23346.452 - 0.000 = 173713.622 kN

Mn = Cc x 1411.387 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 27225.225 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=156.725) | = 0.0076 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉳ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 3000.00 - 100.00 = 2900.000 ㎜

c = 3084.097 ㎜, a = k1 x c = 2621.483 ㎜

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2900.00-3084.10) / 3084.10 = -0.00018

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

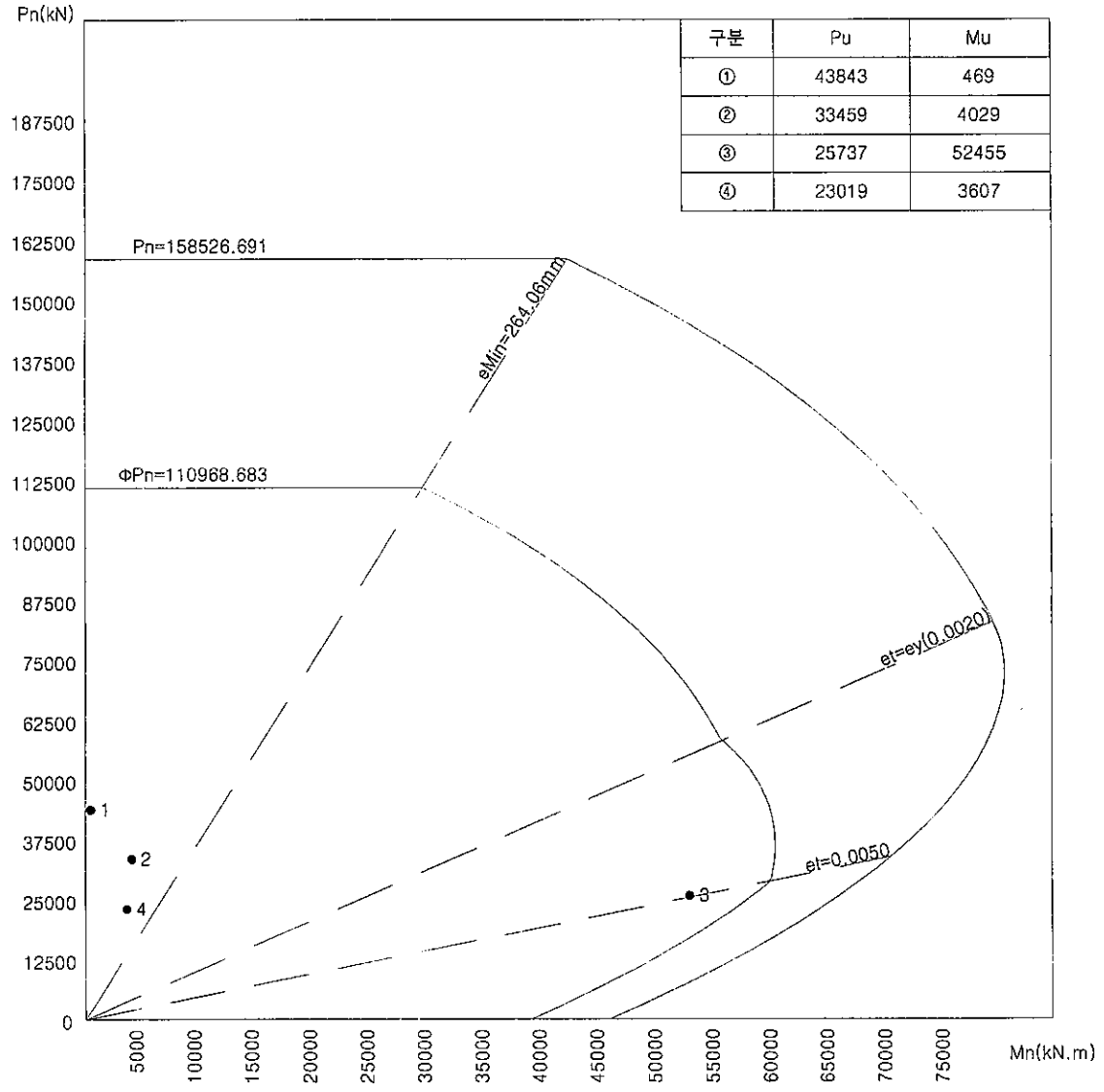
㉴ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 158526.691 kN < Pn = 173713.622 kN

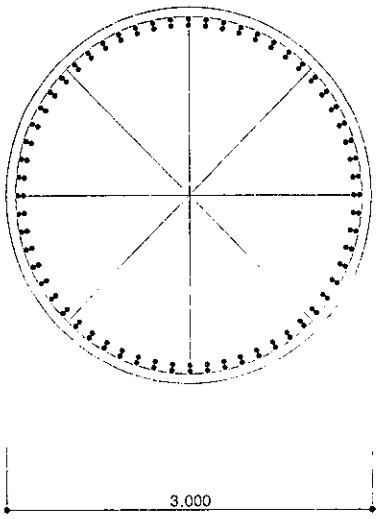
ΦPn = 0.70 x 158526.691 = 110968.684 kN ≥ Pu = 23018.839 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.157 = 17390.697 kN.m ≥ Mu = 3607.447 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	43843	469
②	33459	4029
③	25737	52455
④	23019	3607



▣ 단면제원

R = 1500.000 mm
D = 2883.815 mm
Ag = 7068583.471 mm²
Aeff = 3534291.735 mm²

▣ 사용 철근

Ast = 95304.000 mm²
Puse = 0.01348
1단 : H32-60Ea
2단 : H32-60Ea

9.3 합성부재력 검토

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pu(kN)	Mx(kN.m)	My(kN.m)	M2(kN.m)	비 고
UL01	-43843.044	468.986	4496.845	4521.234	축력최대
UL04	-33458.635	4029.261	14643.123	15187.363	모멘트최대
UL22	-25737.411	16827.979	61012.094	63290.256	탄성설계
UL22	-25737.411	16827.979	61012.094	63290.256	소성설계
UE26	-23018.839	3607.447	14230.835	14680.952	편심최대
UL02	-40987.763	517.359	25451.831	25457.089	모멘트최대
UE02	-33121.708	437.033	24855.742	24859.584	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 16508.247 kN.m를 사용하며,

교축직각방향 기둥검토시의 모멘트 확대계수를 적용한다.

Mx = 16508.247 x 1.019 = 16827.979 kN.m, 2) 교축직각방향 참조

- 지진시 모멘트(=16508.247) : [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	0.013	0.060	O.K	110968.684	43843.044	4521.234	2.531	O.K
모멘트최대	0.005	0.013	0.060	O.K	92904.111	33458.635	15187.363	2.777	O.K
탄성설계	0.005	0.013	0.060	O.K	26893.085	25737.411	63290.256	1.045	O.K
편심최대	0.005	0.013	0.060	O.K	77581.857	23018.839	14680.952	3.370	O.K
모멘트최대	0.005	0.013	0.060	O.K	78856.274	40987.763	25457.089	1.924	O.K
편심최대	0.005	0.013	0.060	O.K	69588.554	33121.708	24859.584	2.101	O.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 26, UL001)

【 기둥 : 하부 , 1/7 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=84.046도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2883.815	43843.044	4521.234	103.123

㉯ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 mm² , Ast = 95304.00 mm² , Puse = 0.01348

- 1단 : H32 - 60EA (As=47652.000 mm²), d1 = 100.000 mm
- 2단 : H32 - 60EA (As=47652.000 mm²), d2 = 132.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0135) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 2905051.948 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 mm²)이어야 하므로 3534291.735 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1740.000 mm, ab = k1 x cb = 1479.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 3446667.172 = 79101.012 kN, ∑Csi = 14835.788 kN, ∑Tsi = 10952.372 kN

Pb = 79101.012 + 14835.788 - 10952.372 = 82984.428 kN

Mb = Cc x 1391.992 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 78833.196 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 949.976 mm, e = Mu/Pu = 103.123 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 3264.622 mm, a = k1 x c = 2774.928 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 6827987.602 = 156702.315 kN

∑Csi = 24561.600 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 156702.315 + 24561.600 - 0.000 = 181263.915 kN

Mn = Cc x 1435.729 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 18691.136 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=103.116) | = 0.0076 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 3000.00 - 100.00 = 2900.000 mm

c = 3264.622 mm, a = k1 x c = 2774.928 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2900.00-3264.62) / 3264.62 = -0.00034

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 158526.691 kN < Pn = 181263.915 kN

ΦPn = 0.70 x 158526.691 = 110968.684 kN ≥ Pu = 43843.044 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.103 = 11443.444 kN.m ≥ Mu = 4521.234 kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 26, UL004)

【 기둥 : 하부 , 2/7 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, Θ=74.615도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2883.815	33458.635	15187.363	453.915

㉯ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 mm² , Ast = 95304.00 mm² , Puse = 0.01348

- 1단 : H32 - 60EA (As=47652.000 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H32 - 60EA (As=47652.000 mm²), d2 = 132.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0135) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 2216978.200 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 mm²)이어야 하므로 3534291.735 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1740.000 mm, ab = k1 x cb = 1479.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 3446667.172 = 79101.012 kN, ∑Csi = 14835.788 kN, ∑Tsi = 10952.372 kN

Pb = 79101.012 + 14835.788 - 10952.372 = 82984.428 kN

Mb = Cc x 1391.992 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 78833.196 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 949.976 mm, e = Mu/Pu = 453.915 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 2380.701 mm, a = k1 x c = 2023.596 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 5072787.446 = 116420.472 kN

∑Csi = 18533.207 kN, ∑Tsi = 2233.521 kN

Pn = 116420.472 + 18533.207 - 2233.521 = 132720.158 kN

Mn = Cc x 1376.863 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 60243.185 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=453.911) | = 0.0033 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 3000.00 - 100.00 = 2900.000 mm

c = 2380.701 mm, a = k1 x c = 2023.596 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2900.00-2380.70) / 2380.70 = 0.00065

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 158526.691 kN ≥ Pn = 132720.158 kN

ΦPn = 0.70 x 132720.158 = 92904.111 kN ≥ Pu = 33458.635 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.454 = 42170.532 kN.m ≥ Mu = 15187.363 kN.m ∴ O.K

③ 탄성설계 : (부재 26, UL022)

【 기둥 : 하부 , 3/7 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=1.00, θ=74.580도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2883.815	25737.411	63290.256	2459.076

㉯ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 mm² , Ast = 95304.00 mm² , Puse = 0.01348

- 1단 : H32 - 60EA (As=47652.000 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H32 - 60EA (As=47652.000 mm²), d2 = 132.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0135) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1705367.811 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 mm²)이어야 하므로 3534291.735 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1740.000 mm, ab = k1 x cb = 1479.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 3446667.172 = 79101.012 kN, ∑Csi = 14835.788 kN, ∑Tsi = 10952.372 kN

Pb = 79101.012 + 14835.788 - 10952.372 = 82984.428 kN

Mb = Cc x 1391.992 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 78833.196 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 949.976 mm, e = Mu/Pu = 2459.076 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 990.949 mm, a = k1 x c = 842.307 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1626450.715 = 37327.044 kN

∑Csi = 10240.410 kN, ∑Tsi = 20674.370 kN

Pn = 37327.044 + 10240.410 - 20674.370 = 26893.085 kN

Mn = Cc x 1425.494 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 66132.203 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=2459.078) | = 0.0022 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 158526.691 kN ≥ Pn = 26893.085 kN

ΦPn = 1.00 x 26893.085 = 26893.085 kN ≥ Pu = 25737.411 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 2.459 = 66132.145 kN.m ≥ Mu = 63290.256 kN.m ∴ O.K

④ 편심최대 : (부재 26, UE026)

【 기둥 : 하부 , 5/7 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=75.775도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2883.815	23018.839	14680.952	637.780

㉯ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 mm² , Ast = 95304.00 mm² , Puse = 0.01348

- 1단 : H32 - 60EA (As=47652.000 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H32 - 60EA (As=47652.000 mm²), d2 = 132.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0135) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1525234.495 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 mm²)이어야 하므로 3534291.735 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1740.000 mm, ab = k1 x cb = 1479.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 3446667.172 = 79101.012 kN, ∑Csi = 14835.788 kN, ∑Tsi = 10952.372 kN

Pb = 79101.012 + 14835.788 - 10952.372 = 82984.428 kN

Mb = Cc x 1391.992 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 78833.196 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 949.976 mm, e = Mu/Pu = 637.780 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 2076.856 mm, a = k1 x c = 1765.328 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 4326280.972 = 99288.148 kN

∑Csi = 16796.525 kN, ∑Tsi = 5253.449 kN

Pn = 99288.148 + 16796.525 - 5253.449 = 110831.225 kN

Mn = Cc x 1378.587 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 70686.079 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=637.781) | = 0.0014 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 3000.00 - 100.00 = 2900.000 mm

c = 2076.856 mm, a = k1 x c = 1765.328 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2900.00-2076.86) / 2076.86 = 0.00119

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 158526.691 kN ≥ Pn = 110831.225 kN

ΦPn = 0.70 x 110831.225 = 77581.857 kN ≥ Pu = 23018.839 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.638 = 49480.146 kN.m ≥ Mu = 14680.952 kN.m ∴ O.K

⑤ 모멘트최대 : (부재 26, UL002)

【 가등 : 하부 , 6/7 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, Θ=88.836도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2883.815	40987.763	25457.089	621.090

㉯ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 mm² , Ast = 95304.00 mm² , Puse = 0.01348

- 1단 : H32 - 60EA (As=47652.000 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H32 - 60EA (As=47652.000 mm²), d2 = 132.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0135) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 2715860.257 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 mm²)이어야 하므로 3534291.735 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1740.000 mm, ab = k1 x cb = 1479.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 3446667.172 = 79101.012 kN, ∑Csi = 14835.788 kN, ∑Tsi = 10952.372 kN

Pb = 79101.012 + 14835.788 - 10952.372 = 82984.428 kN

Mb = Cc x 1391.992 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 78833.196 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 949.976 mm, e = Mu/Pu = 621.090 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 2101.333 mm, a = k1 x c = 1786.133 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 4387636.336 = 100696.254 kN

∑Csi = 16914.693 kN, ∑Tsi = 4959.128 kN

Pn = 100696.254 + 16914.693 - 4959.128 = 112651.820 kN

Mn = Cc x 1378.201 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 69966.669 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=621.088) | = 0.0022 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 3000.00 - 100.00 = 2900.000 mm

c = 2101.333 mm, a = k1 x c = 1786.133 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2900.00-2101.33) / 2101.33 = 0.00114

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 158526.691 kN ≥ Pn = 112651.820 kN

ΦPn = 0.70 x 112651.820 = 78856.274 kN ≥ Pu = 40987.763 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.621 = 48976.841 kN.m ≥ Mu = 25457.089 kN.m ∴ O.K

⑥ 편심최대 : (부재 26, UE002)

【 기둥 : 하부 , 7/7 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=88.993도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2883.815	33121.708	24859.584	750.553

㉯ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 mm² , Ast = 95304.00 mm² , Puse = 0.01348

- 1단 : H32 - 60EA (As=47652.000 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H32 - 60EA (As=47652.000 mm²), d2 = 132.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0135) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 2194653.326 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 mm²)이어야 하므로 3534291.735 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1740.000 mm, ab = k1 x cb = 1479.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 3446667.172 = 79101.012 kN, ∑Csi = 14835.788 kN, ∑Tsi = 10952.372 kN

Pb = 79101.012 + 14835.788 - 10952.372 = 82984.428 kN

Mb = Cc x 1391.992 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 78833.196 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 949.976 mm, e = Mu/Pu = 750.553 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1929.802 mm, a = k1 x c = 1640.332 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 3954829.296 = 90763.332 kN

∑Csi = 15960.626 kN, ∑Tsi = 7311.738 kN

Pn = 90763.332 + 15960.626 - 7311.738 = 99412.220 kN

Mn = Cc x 1381.699 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 74613.370 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=750.545) | = 0.0073 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 3000.00 - 100.00 = 2900.000 mm

c = 1929.802 mm, a = k1 x c = 1640.332 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2900.00-1929.80) / 1929.80 = 0.00151

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

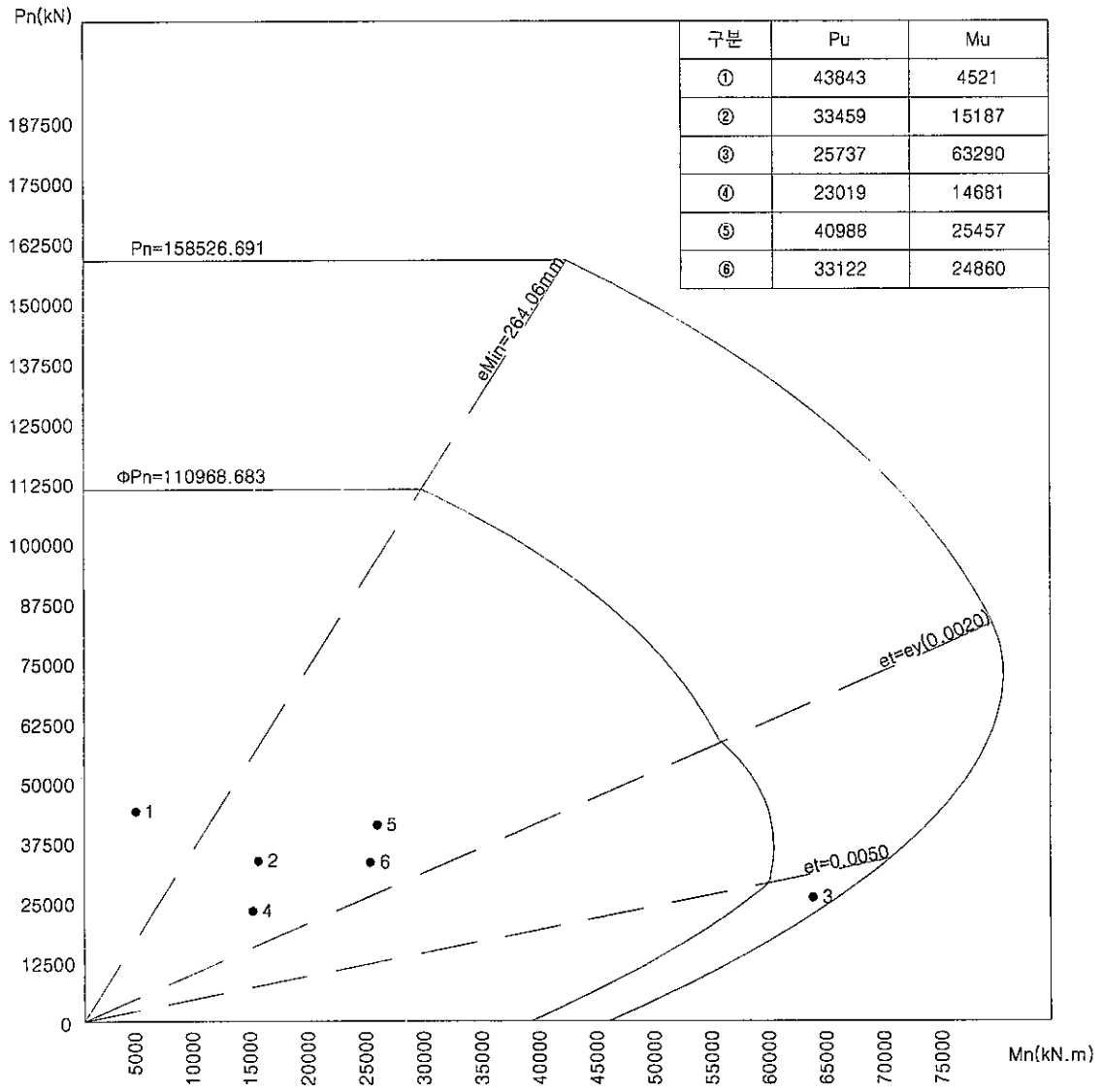
㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 158526.691 kN ≥ Pn = 99412.220 kN

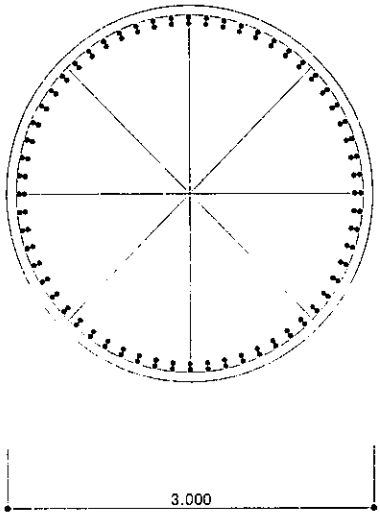
ΦPn = 0.70 x 99412.220 = 69588.554 kN ≥ Pu = 33121.708 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.751 = 52229.870 kN.m ≥ Mu = 24859.584 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	43843	4521
②	33459	15187
③	25737	63290
④	23019	14681
⑤	40988	25457
⑥	33122	24860



▣ 단면제원

R = 1500.000 mm
D = 2883.815 mm
Ag = 7068583.471 mm²
Aeff = 3534291.735 mm²

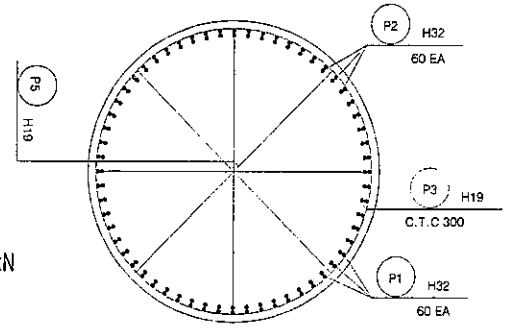
▣ 사용 철근

Ast = 95304.000 mm²
Puse = 0.01348
1단 : H32-60Ea
2단 : H32-60Ea

9.4 상시 전단설계

(1) 기둥에 발생하는 최대전단력 : UL004 MAX, 『기둥부재력 집계』 참조

교측방향	V =	0.000 kN
교축직각방향	V =	979.134 kN
합성전단력	V =	979.134 kN
축방향력	P =	33458.635 kN



(2) 공칭전단력 Vn = Vc + Vs (Φ = 0.80)

Vn = Vmax / Φ = 979.134 / 0.80 = 1223.917 kN

(3) 압축부재에 의한 콘크리트 전단 Vc 및 필요철근 전단 Vs

① 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 d

h = 3000.000 mm d' = 116.185 mm

Zs = ∑(인장철근들의 면적 x 거리) / ∑(면적)

= 861.729 mm

d = h/2 + Zs

= 3000.000/2 + 861.729

= 2361.729 mm

② 압축부재의 콘크리트 전단력 Vc

Vc = 1/6 x (1 + Nu / 14Ag) x √(fck) x b x d

= 1/6 x { 1 + 33458.635 x 1000 / (14 x 7068583.471) } x √27.0
x 3000.000 x 2361.729

= 8210.529 kN

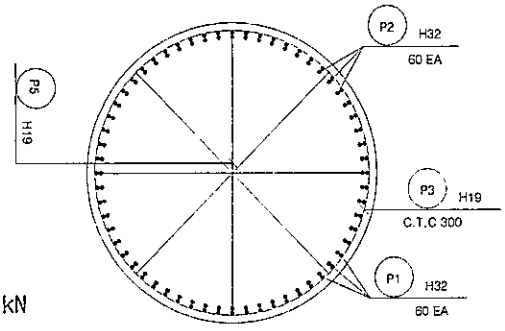
③ 필요철근 전단력 Vs

Vc/2 = 4105.264 kN ≥ Vn ≤ Vc = 8210.529 ∴ 전단 철근 필요 없음

9.5 지진시 전단설계

(1) 기둥에 발생하는 최대전단력 : ULB22 MAX, 『기둥부재력 집계』 참조

교축방향	V =	4066.000 kN
교축직각방향	V =	1261.000 kN
합성전단력	V =	4257.050 kN
축방향력	P =	25737.411 kN



(2) 공칭전단력 Vn = Vc + Vs (Φ = 1.00)

Vn = Vmax / Φ = 4257.050 / 1.00 = 4257.050 kN

(3) 압축부재에 의한 콘크리트 전단 Vc 및 필요철근 전단 Vs

① 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 d

h = 3000.000 mm d' = 116.185 mm

Zs = ∑(인장철근들의 면적 x 거리) / ∑(면적)

= 861.729 mm

d = h/2 + Zs

= 3000.000/2 + 861.729

= 2361.729 mm

② 압축부재의 콘크리트 전단력 Vc

Vc = 1/6 x (1 + Pu / 14Ag) x √fck x b x d

= 1/6 x { 1 + 25737.411 x 1000 / (14 x 7068583.471) } x √27.0

x 3000.000 x 2361.729

= 7731.780 kN

③ 필요철근 전단력 Vs

Vc/2 = 3865.890 kN ≤ Vn ≤ Vc = 7731.780 kN ∴ 최소 전단철근 필요

(4) 필요철근량 계산 Av

Av1 = 0.0625 x √27.0 x B x s / fy = 730.709 mm²

Av2 = 0.35 x B x s / fy = 787.500 mm²

Av = max(Av1, Av2) = 787.500 mm²

띠철근의 수직 간격 S = 300.0 mm, d = 2361.729 mm, fy = 400.0 MPa

사용철근량 : H19 x 2EA = 573.000 mm²

→ 1146.000 mm² ≥ 787.500 mm² ∴ 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,
450㎜ 중 가장 큰 값 이상이어야 한다.
- 기둥의 최대단면치수 D = 3000.0 ㎜
- 기둥 순높이의 1/6 = 11900.0 / 6 = 1983.3 ㎜
∴ 3000.0 ㎜ = 3.000 m

② 단부구역 및 소성힌지구역의 횡방향철근의 간격 [도로교설계기준 6.8.3.3]
횡방향철근의 간격은 부재최소단면치수의 1/4, 축방향 철근지름의 6배 이하이어야 한다.
- 기둥의 최대단면치수 D / 4 = 3000.0 / 4 = 750.0 ㎜
- 축방향 철근지름 6 x d = 6 x 32.0 = 192.0 ㎜
∴ 192.0 ㎜ = 0.192 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 ㎜ 작아서는 안된다.
- 기둥 치수의 0.5배 이상 연장 : 0.5 x D = 1500.0 ㎜
∴ 1500.0 ㎜ = 1.500 m

④ 단부구역 이외의 위치에서 겹침이음 적용시 횡방향 철근의 간격 [도로교설계기준 6.8.3.3]
- 기둥의 최소단면치수 D / 4 = 3000.0 / 4 = 750.0 ㎜
- 100.0 ㎜
∴ 750.0 ㎜ = 0.750 m

10. 기 초 설 계

10.1 교축직각방향

1) 기초 안정검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vx(kN)	My(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
SV005	30567.369	465.780	5763.789	37028.069	196248.766	6835.083	축력최대
SV007	29236.995	465.780	16324.453	35697.695	189197.783	17395.747	모멘트최대
SV021	29236.995	465.780	16324.453	35697.695	189197.783	17395.747	편심최대
SV022	25737.411	3794.556	59852.864	32198.111	170649.988	68580.343	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P + W, W = 10.600 x 10.600 x 2.300 x 25.000 = 6460.700 kN

Mr = ∑V x B/2, B = 10.600 m

My = M + P x e, e = 0.000 m

Mo = |My + Vx x h|, h = 2.300 mm

※ 말뚝검토시의 모멘트는 Mc = ∑V x e 를 적용한다, e = B/2 - (Mr-Mo)/∑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)

= 313234.783 x 64 / (10.600 x 10.600) = 178417.819 kN/m³

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

Kv : 개 말뚝의 축방향 스프링정수 (= 313234.783 kN/m) , 『말뚝계산』 참조

L : 확대기초의 길이 (= 10.600 m)

B : 확대기초의 폭 (= 10.600 m)

n*m : 말뚝의 개수 (= 64 본)

E : 확대기초의 탄성계수 (= 27804000.000 kN/m²)

h : 확대기초의 평균두께 (= 2.300 m)

λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

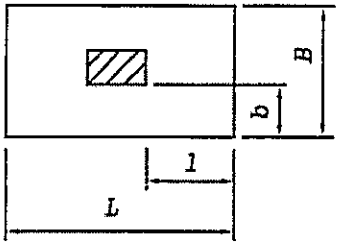
$\beta = \sqrt[4]{\{(3 \times 178417.819) / (27804000.000 \times 2.300^3)\}} = 0.199$ (m-1)

* 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우

λ = max(l,b) = max(3.800,3.800) = 3.800

다만, l ≥ L/2이면 l = L/2 = 5.300

b ≥ B/2이면 b = B/2 = 5.300



βλ = 0.199 x 3.800 = 0.758 ≤ 1.0, ∴ O.K

2) 기초 단면검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vx(kN)	My(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
UL001	43843.044	36.977	-3173.469	52241.954	276882.356	3088.421	축력최대
UL002	40987.763	36.977	-25266.157	49386.673	261749.367	25181.109	모멘트최대
UE002	33121.708	36.977	-24670.069	39582.408	209786.762	24585.021	편심최대
UL022	25737.411	3794.556	59852.864	32198.111	170649.988	68580.343	지진시
SV005	30567.369	465.780	5763.789	37028.069	196248.766	6835.083	축력최대
SV007	29236.995	465.780	16324.453	35697.695	189197.783	17395.747	모멘트최대
SV021	29236.995	465.780	16324.453	35697.695	189197.783	17395.747	편심최대
SV022	25737.411	3794.556	59852.864	32198.111	170649.988	68580.343	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P + W, W = 10.600 x 10.600 x 2.300 x 25.000 x 하중계수

Mr = ∑V x B/2, B = 10.600 m

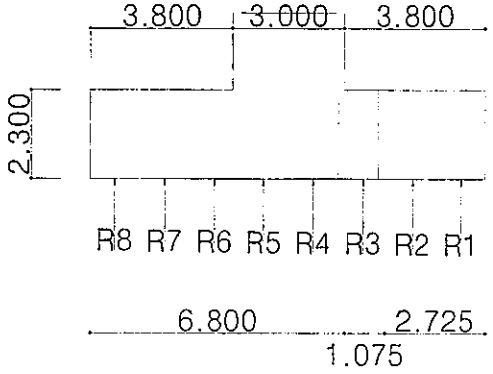
My = M + P x e, e = 0.000 m

Mo = |My + Vx x h|, h = 2.300 mm

※ 말뚝검토시의 모멘트는 Mc = ∑V x e 를 적용한다, e = B/2 - (Mr-Mo)/∑V

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 기초의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 8본

R2 = Ru2 x 8본

R3 = Ru3 x 8본

R4 = Ru4 x 8본

R5 = Ru5 x 8본

R6 = Ru6 x 8본

R7 = Ru7 x 8본

R8 = Ru8 x 8본

구 분	R1	R2	R3	R4	R5	R6	R7	R8
SV005	5090.702	4958.647	4826.592	4694.536	4562.481	4430.426	4298.37	4166.315
SV007	5577.923	5259.149	4940.374	4621.599	4302.825	3984.05	3665.275	3346.5
SV021	5577.923	5259.149	4940.374	4621.599	4302.825	3984.05	3665.275	3346.5
SV022	8520.887	7236.28	5951.674	4667.067	3382.461	2097.854	813.248	-471.359
UL001	6724.477	6668.982	6613.487	6557.992	6502.497	6447.002	6391.507	6336.012
UL002	7734.712	7288.604	6842.496	6396.388	5950.28	5504.172	5058.064	4611.956
UE002	6472.292	6036.723	5601.154	5165.585	4730.017	4294.448	3858.879	3423.31
UL022	8520.887	7236.28	5951.674	4667.067	3382.461	2097.854	813.248	-471.359

㉮ 기초자중에 의한 단면력

Vb = 2.725 x 2.300 x 10.600 x 25.000 = 1660.887 kN

Ma = 3.971 x 2.300 x 10.600 x 25.000 x 3.971/2 = 4805.554 kN.m

㉯ 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = R1+ R2

Ma = R1 x -3.326+ R2 x -1.996+ R3 x -0.666

㉰ 사용하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		사용하중 단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)	
SV005	10049.349	30043.645	8388.462	25238.090	
SV007	10837.072	32339.723	9176.185	27534.169	
SV021	10837.072	32339.723	9176.185	27534.169	
SV022	15757.167	46747.899	14096.280	41942.345	

※ 사용하중단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력

㉱ 계수하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		계수단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)	
UL001	13393.458	40081.479	11234.305	33834.258	
UL002	15023.317	44830.810	12864.163	38583.589	
UE002	12509.015	37306.511	10848.128	32500.957	
UL022	15757.167	46747.899	14096.280	41942.345	

※ 계수단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력 x 사하중계수

1) 단면 검토 : 교직-지점부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
10600.0	2300.0	2116.4	150.0	41942.3	14096.3

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 82227.200 x 400.00 = 32890880.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 10600.000 = 243270.000 x a

T = C 이므로, a = 135.203 mm, c = 135.203 / β1 = 135.203 / 0.85 = 159.063 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2150.00 - 159.063) / 159.063 = 0.03755

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 59670.538 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 82227.2 mm² (철근도심 : 183.6 mm), [사용률 = 1.378]

1단 : H29 - 85.0 EA (= 54604.0 mm²)

2단 : H29 - 43.0 EA (= 27623.2 mm²)

* 철근비 검토

As,temp = 0.0015 x 10600.0 x 1200.0 = 19080.000 mm²

As,req = 59670.538 mm²

ρmin = Max(59670.538, 19080.000) / bd = 0.00266

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00367

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 135.203 mm

ΦMn = 0.85 x 82227.200 x 400 x (2116.41 - a/2) = 57278.940 kN.m

≥ Mu (= 41942.345 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.366]

* 전단에 대한 검토 (d = 2116.41 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 10600.00 x 2116.41 = 15542.666 kN

≥ Vu (= 14096.280 kN) , 전단보강 불필요.

- 수평철근 검토

* 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

단, 단위M당 1800 mm² 이하

사용철근량 : H29 - 85 EA
H29 - 43 EA
H25 - 43 EA = 104015.300 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 2300.0 x 10600.0 = 36570.0 ㎟ < 104015.3 ㎟
(104015.300 / 10.600) = 9812.764 ㎟ > (1800 ㎟)

필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당
1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

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

사용철근량 : H29 - 43 EA = 27623.200 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 27623.200 ㎟ ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

$fs = M / [As \times (d - \chi/3)] = 27534.169 \times 1000000 / [82227.200 \times (2116.406 - 428.187/3)]$
$= 169.660$ MPa

$\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$
$= -7x82227.200/10600.0 + 7x82227.200/10600.0 \times \sqrt{[(1 + 2x10600.0x2116.4/(7x82227.200)]}$
$= 428.187$ mm

사용철근량 = 82227.2 ㎟ (철근도심 : 183.6 mm)
1단 : H29 - 85.0 EA (= 54604.0 ㎟)
2단 : H29 - 43.0 EA (= 27623.2 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 150.00 - 29/2 = 135.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 169.66) - 2.5 x 135.50 = 125.41 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 169.66) = 371.33 mm
Sa는 작은 값인 125.41 mm 를 적용
S = 10600.00 / 85.0 EA = 124.71 ≤ Sa (= 125.41 mm) ∴ O.K

10.2 교축방향

1) 기초 안정검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vy(kN)	Mx(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
SVB05	30567.369	96.764	-1702.635	37028.069	196248.766	1480.077	축력최대
SVB04	25737.411	193.529	-3025.045	32198.111	170649.988	2579.929	모멘트최대
SVB26	25737.411	193.529	-3025.045	32198.111	170649.988	2579.929	편심최대
SVB22	25737.411	4066.000	51720.247	32198.111	170649.988	61072.047	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P + W, W = 10.600 x 10.600 x 2.300 x 25.000 = 6460.700 kN

Mr = ∑V x B/2, B = 10.600 m

Mx = M + P x e, e = 0.000 m

Mo = |Mx + Vy x h|, h = 2.300 m

※ 말뚝검토시의 모멘트는 Mc = ∑V x e 를 적용한다, e = B/2 - (Mr-Mo)/∑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)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
ULB01	43843.044	0.000	-468.986	52241.954	276882.356	468.986	축력최대
ULB04	33458.635	251.587	-3932.559	41857.545	221844.988	3353.909	모멘트최대
UEB26	23018.839	232.234	-3549.728	28833.469	152817.386	3015.589	편심최대
ULB22	25737.411	4066.000	51720.247	32198.111	170649.988	61072.047	지진시
SVB05	30567.369	96.764	-1702.635	37028.069	196248.766	1480.077	축력최대
SVB04	25737.411	193.529	-3025.045	32198.111	170649.988	2579.929	모멘트최대
SVB26	25737.411	193.529	-3025.045	32198.111	170649.988	2579.929	편심최대
SVB22	25737.411	4066.000	51720.247	32198.111	170649.988	61072.047	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P + W, W = 10.600 x 10.600 x 2.300 x 25.000 x 하중계수

Mr = ∑V x B/2, B = 10.600 m

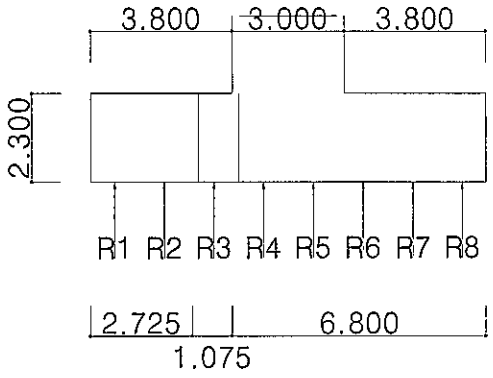
Mx = M + P x e, e = 0.000 m

Mo = |Mx + Vy x h|, h = 2.300 m

※ 말뚝검토시의 모멘트는 Mc = ∑V x e 를 적용한다, e = B/2 - (Mr-Mo)/∑V

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 기초의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 8본
R2 = Ru2 x 8본
R3 = Ru3 x 8본
R4 = Ru4 x 8본
R5 = Ru5 x 8본
R6 = Ru6 x 8본
R7 = Ru7 x 8본
R8 = Ru8 x 8본

구 분	R1	R2	R3	R4	R5	R6	R7	R8
SVB05	4728.248	4699.751	4671.254	4642.757	4614.26	4585.763	4557.266	4528.77
SVB04	4200.713	4150.442	4100.171	4049.899	3999.628	3949.357	3899.086	3848.815
SVB26	4200.713	4150.442	4100.171	4049.899	3999.628	3949.357	3899.086	3848.815
SVB22	8076.294	6918.714	5761.134	4603.554	3445.974	2288.394	1130.814	-26.766
ULB01	6559.266	6550.974	6542.682	6534.39	6526.098	6517.806	6509.514	6501.222
ULB04	5460.927	5395.574	5330.222	5264.869	5199.517	5134.164	5068.812	5003.46
UEB26	3810.351	3751.446	3692.541	3633.636	3574.731	3515.826	3456.921	3398.016
ULB22	8076.294	6918.714	5761.134	4603.554	3445.974	2288.394	1130.814	-26.766

㉮ 기초자중에 의한 단면력

Vb = 2.725 x 2.300 x 10.600 x 25.000 = 1660.887 kN

Ma = 3.971 x 2.300 x 10.600 x 25.000 x 3.971/2 = 4805.554 kN.m

㉯ 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = R1+ R2

Ma = R1 x 3.326+ R2 x 1.996+ R3 x 0.666

㉰ 사용하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		사용하중 단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)	
SVB05	9427.998	28217.909	7767.111	23412.355	
SVB04	8351.154	24986.565	6690.267	20181.011	
SVB26	8351.154	24986.565	6690.267	20181.011	
SVB22	14995.008	44508.422	13334.120	39702.868	

※ 사용하중단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력

㉱ 계수하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		계수단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)	
ULB01	13110.240	39249.290	10951.087	33002.070	
ULB04	10856.501	32482.536	8697.347	26235.315	
UEB26	7561.798	22620.348	6066.999	18295.350	
ULB22	14995.008	44508.422	13334.120	39702.868	

※ 계수단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력 x 사하중계수

1) 단면 검토 : 교축방향

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
10600.0	2300.0	2121.5	150.0	39702.9	13334.1

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 76392.100 x 400.00 = 30556840.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 10600.000 = 243270.000 x a

T = C 이므로, a = 125.609 mm, c = 125.609 / β1 = 125.609 / 0.85 = 147.775 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2150.00 - 147.775) / 147.775 = 0.04065

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 56270.328 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 76392.1 mm² (철근도심 : 178.5 mm), [사용률 = 1.358]

1단 : H29 - 85.0 EA (= 54604.0 mm²)

2단 : H25 - 43.0 EA (= 21788.1 mm²)

* 철근비 검토

As,temp = 0.0015 x 10600.0 x 1200.0 = 19080.000 mm²

As,req = 56270.328 mm²

ρmin = Max(56270.328, 19080.000) / bd = 0.00250

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00340

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 125.609 mm

ΦMn = 0.85 x 76392.100 x 400 x (2121.48 - a/2) = 53470.592 kN.m

≥ Mu (= 39702.868 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.347]

* 전단에 대한 검토 (d = 2121.48 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 10600.00 x 2121.48 = 15579.917 kN

≥ Vu (= 13334.120 kN) , 전단보강 불필요.

- 수평철근 검토

* 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

단, 단위M당 1800 mm² 이하

사용철근량 : H29 - 85 EA
H29 - 43 EA
H29 - 43 EA = 109850.400 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 2300.0 x 10600.0 = 36570.0 ㎟ < 109850.4 ㎟
(109850.400 / 10.600) = 10363.245 ㎟ > (1800 ㎟)

필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,은도 철근 단면적을 단위 m당
1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

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

사용철근량 : H29 - 43 EA = 27623.200 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 27623.200 ㎟ ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

$fs = M / [As \times (d - \chi/3)] = 23412.355 \times 1000000 / [76392.100 \times (2121.479 - 414.947/3)]$
$= 154.539$ MPa

$\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$
$= -7x76392.100/10600.0 + 7x76392.100/10600.0 \times \sqrt{[(1 + 2x10600.0x2121.5/(7x76392.100)]}$
$= 414.947$ ㎜

사용철근량 = 76392.1 ㎟ (철근도심 : 178.5 ㎜)
1단 : H29 - 85.0 EA (= 54604.0 ㎟)
2단 : H25 - 43.0 EA (= 21788.1 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

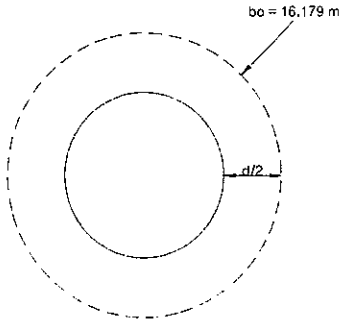
Cc = 150.00 - 29/2 = 135.50 ㎜
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 154.54) - 2.5 x 135.50 = 170.83 ㎜
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 154.54) = 407.66 ㎜
Sa는 작은 값인 170.83 ㎜ 를 적용
S = 10600.00 / 85.0 EA = 124.71 ≤ Sa (= 170.83 ㎜) ∴ O.K

11. 기초 2방향전단(펀칭) 검토

1) 최대 연직하중(Vu) : -43843.044 kN

2) PUNCHING SHEAR 검토위치 : 기둥전면 d/2

3) 위험단면 길이(bo) = 16.179 m



4) 콘크리트가 부담하는 전단강도

※ βc = 1.000, αs = 40

① Vc1 = 1/6 x (1 + 2/βc) x √(Fck) x bo x d
= 1/6 x (1 + 2/1.00) x √(27) x 16.179 x 2.150
= 90374.822 kN

② Vc2 = 1/6 x (1 + (αs · d)/(2 · bo)) x √(Fck) x bo x d
= 1/6 x (1 + (40 · 2.150)/(2 · 16.179)) x √(27) x 16.179 x 2.150
= 110188.989 kN

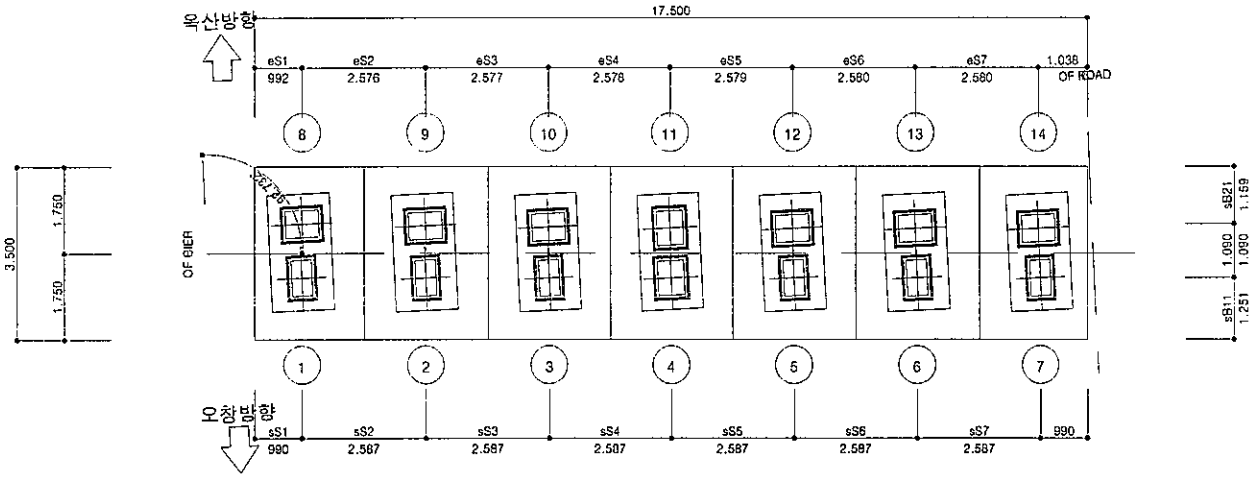
③ Vc3 = 1/3 x √(Fck) x bo x d
= 1/3 x √(27) x 16.179 x 2.150
= 60249.881 kN

--------- 이중 작은 값 사용

∴ 콘크리트가 부담하는 전단강도(φVc) = 0.80 x 60249.881 = 48199.905 kN

※ ΦVc > Vu ---------- O.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 x 50.004 = 450.020 mm

㉡ 후열

- 거더의 경간길이가 100m 이하이므로 S = 200 + 5.0L

S = 200 + 5.0 x 50.067 = 450.336 mm

② 실제 연단거리

구 분	필요연단	받침 규격		연단거리	비 고
		교축방향	직각방향		
1	450.020	730.000	430.000	758.164	O.K
2	450.020	730.000	430.000	876.677	O.K
3	450.020	730.000	430.000	876.653	O.K
4	450.020	700.000	550.000	888.748	O.K
5	450.020	730.000	430.000	876.606	O.K
6	450.020	730.000	430.000	876.582	O.K
7	450.020	730.000	430.000	757.916	O.K
8	450.336	550.000	700.000	630.037	O.K
9	450.336	550.000	700.000	902.637	O.K
10	450.336	550.000	700.000	929.134	O.K
11	450.336	700.000	550.000	875.995	O.K
12	450.336	550.000	700.000	957.393	O.K
13	450.336	550.000	700.000	959.068	O.K
14	450.336	550.000	700.000	675.234	O.K

12.2 최소 받침지지 길이 검토

① 최소 받침지지 길이

- 사각이 87.3° 이므로 받침선과 교축직각방향의 사잇각은 2.73°

$N = (200 + 1.67 \times L + 6.66 \times H) \times (1 + 0.000125 \times \theta^2)$ mm

$= (200 + 1.67 \times 100.194 + 6.66 \times 16.598) \times (1 + 0.000125 \times 2.73^2)$

$= 478.313$ mm

② 실제 받침지지 길이

$N1 = 1752 - 0 - 50 = 1702$ mm ≥ 478 mm $\therefore$ O.K

12.3 교량받침 수직력, 수평력 검토

구 분	수직력			수평력		
	허용값	상부반력	비 고	허용값	탄성지진력	비 고
SHOE 1	2000.000	1789.701	O.K	310.586	255.400	O.K
SHOE 2	2000.000	1755.163	O.K	310.586	253.900	O.K
SHOE 3	2000.000	1711.037	O.K	310.586	252.470	O.K
SHOE 4	2000.000	1693.083	O.K	310.586	251.210	O.K
SHOE 5	2000.000	1676.669	O.K	310.586	250.650	O.K
SHOE 6	2000.000	1677.034	O.K	310.586	251.150	O.K
SHOE 7	2000.000	1635.142	O.K	310.586	252.070	O.K
SHOE 8	2000.000	1790.430	O.K	310.586	255.370	O.K
SHOE 9	2000.000	1754.474	O.K	310.586	253.880	O.K
SHOE 10	2000.000	1709.671	O.K	310.586	252.470	O.K
SHOE 11	2000.000	1692.652	O.K	310.586	251.210	O.K
SHOE 12	2000.000	1678.058	O.K	310.586	250.650	O.K
SHOE 13	2000.000	1673.036	O.K	310.586	251.130	O.K
SHOE 14	2000.000	1636.685	O.K	310.586	252.040	O.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	1789.701	192.030	176.782	1681.479	1720.220	
2	1755.163	190.902	176.789	1681.478	2023.297	
3	1711.037	189.827	176.782	1681.477	2023.297	
4	1693.083	188.880	264.807	1801.477	1993.297	
5	1676.669	188.459	176.549	1681.476	2023.297	
6	1677.034	188.835	176.316	1681.475	2023.297	
7	1635.142	189.526	176.060	1681.474	1720.220	
8	1790.430	192.008	178.865	1858.928	1542.412	
9	1754.474	190.887	178.797	1893.619	1837.782	
10	1709.671	189.827	178.737	1920.163	1838.625	
11	1692.652	188.880	264.807	1788.477	1989.243	
12	1678.058	188.459	178.489	1948.507	1839.635	
13	1673.036	188.820	178.278	1950.222	1839.797	
14	1636.685	189.504	178.060	1950.172	1587.808	

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	2827.564	4369.200	O.K	2928.115	3773.400	O.K
2	2787.319	4369.200	O.K	2932.345	3773.400	O.K
3	2737.934	4369.200	O.K	2883.274	3773.400	O.K
4	2743.192	4369.200	O.K	3322.644	3773.400	O.K
5	2696.519	4369.200	O.K	2843.793	3773.400	O.K
6	2698.966	4369.200	O.K	2842.903	3773.400	O.K
7	2661.594	4369.200	O.K	2756.048	3773.400	O.K
8	2963.350	4369.200	O.K	2603.398	3773.400	O.K
9	2935.843	4369.200	O.K	2767.808	3773.400	O.K
10	2893.964	4369.200	O.K	2722.582	3773.400	O.K
11	2735.859	4369.200	O.K	3320.601	3773.400	O.K
12	2864.276	4369.200	O.K	2689.718	3773.400	O.K
13	2861.544	4369.200	O.K	2683.546	3773.400	O.K
14	2825.943	4369.200	O.K	2495.771	3773.400	O.K

③ 교량받침 콘크리트 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	1066.834	6156.600	O.K	982.122	6156.600	O.K
2	1060.568	6156.600	O.K	982.164	6156.600	O.K
3	1054.595	6156.600	O.K	982.122	6156.600	O.K
4	1049.332	5759.400	O.K	1471.152	5759.400	O.K
5	1046.992	6156.600	O.K	980.827	6156.600	O.K
6	1049.081	6156.600	O.K	979.532	6156.600	O.K
7	1052.924	6156.600	O.K	978.112	6156.600	O.K
8	1066.708	6156.600	O.K	993.693	6156.600	O.K
9	1060.485	6156.600	O.K	993.317	6156.600	O.K
10	1054.595	6156.600	O.K	992.982	6156.600	O.K
11	1049.332	5759.400	O.K	1471.152	5759.400	O.K
12	1046.992	6156.600	O.K	991.604	6156.600	O.K
13	1048.997	6156.600	O.K	990.434	6156.600	O.K
14	1052.799	6156.600	O.K	989.223	6156.600	O.K

12.5 교량받침 하면 보강 : 교량받침 1

① 교량받침에 작용하는 하중

- 연직하중 : 최대반력

  P = 1789.701 kN

- 교축방향 수평하중 : 탄성지진력, 온도변화의 영향

  Hx1 = 0 kN : 고정단이므로 온도변화의 영향은 고려하지 않는다

  Hx2 = 255.400 / 1.33 = 192.030 kN

  ☞ 수평력은 Hx1, Hx2 중 큰 값인 192.030 kN를 적용한다.

- 교축직각방향 수평하중 : 탄성지진력, 풍하중의 영향

  Hy1 = 0 kN : 가동단 받침이므로 풍하중은 적용되지 않는다.

  Hy2 = 235.120 / 1.33 = 176.782 kN

  ☞ 수평력은 Hy1, Hy2 중 큰 값인 176.782 kN를 적용한다.

② 연직하중에 대한 보강

b1x = 730.000 mm b1y = 430.000 mm

b2x = 1251.479 mm b2y = 990.220 mm

bcx = 2 x b2x = 2502.958 mm < 5 x b1x = 3650.000 mm

bcy = 2 x b2y = 1980.440 mm < 5 x b1y = 2150.000 mm

Asx1 = 1/4 x (1 - b1x/bcx) x P/fsa

= 1/4 x (1 - 730.000/2502.958) x 1789.701 x 10^3 /180.000

= 1760.731 mm^2

Asy1 = 1/4 x (1 - b1y/bcy) x P/fsa

= 1/4 x (1 - 430.000/1980.440) x 1789.701 x 10^3 /180.000

= 1945.993 mm^2

③ 수평하중에 대한 보강

Asx2 = Hx/fsa

= 192.030 x 10^3 / 180.000

= 1066.834 mm^2

Asy2 = Hy/fsa

= 176.782 x 10^3 / 180.000

= 982.122 mm^2

④ 철근 보강 범위

- 교축직각방향 철근보강 범위

  Bxo = b1x + b2y = 730.000 + 990.220 = 1720.220 mm

- 교축방향 철근보강 범위

  Byo = b1y + b2x = 430.000 + 1251.479 = 1681.479 mm

⑤ 철근량 산정

- 교축직각방향

Asy = Asy1 + Asy2 = 1945.993 + 982.122 = 2928.115 ㎟

Bxo = 1720.220 ㎜ 범위내에서 H16 - 19 EA

As = 198.600 x 19 = 3773.400 ㎟ ∴ O.K

- 교축방향

Asx = Asx1 + Asx2 = 1760.731 + 1066.834 = 2827.564 ㎟

Byo = 1681.479 ㎜ 범위내에서 H16 - 22 EA

As = 198.600 x 22 = 4369.200 ㎟ ∴ O.K

12.6 교량받침 콘크리트 보강 : 교량받침 1

① 교축직각방향

As2 = Hy/fsa = 176.782 x 10^3 / 180.000 = 982.122 ㎟

사용철근 : H16 - 20 EA + H16 - 11 EA

As = 198.600 x 20 + 198.600 x 11 = 6156.600 ㎟ ∴ O.K

② 교축방향

As1 = Hx/fsa = 192.030 x 10^3 / 180.000 = 1066.834 ㎟

사용철근 : H16 - 20 EA + H16 - 11 EA

As = 198.600 x 20 + 198.600 x 11 = 6156.600 ㎟ ∴ O.K

13. PILE 교축직각방향 검토

1) 설계조건

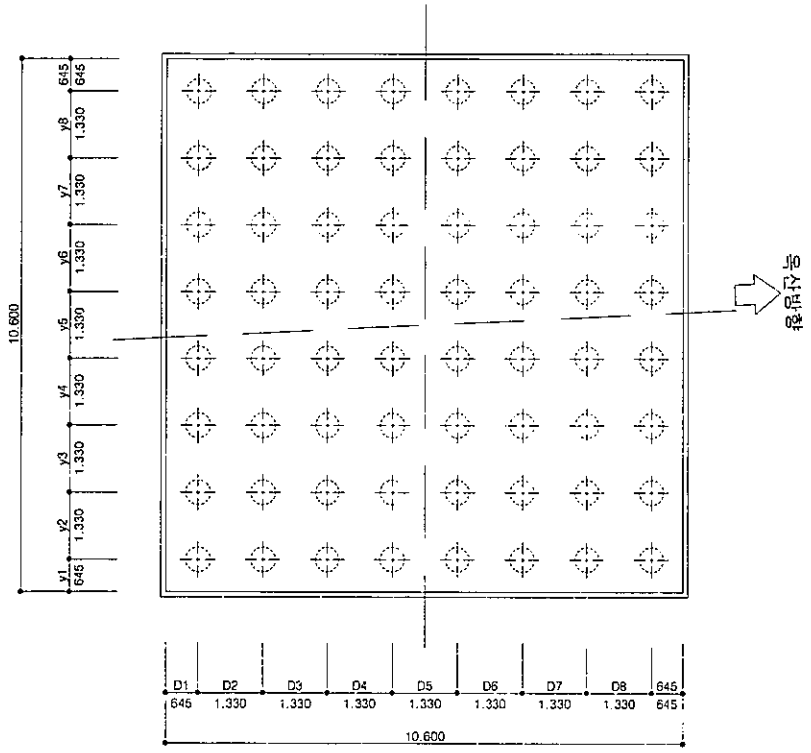
① 말뚝의 제원

말뚝 종류	직경(mm)	두께(mm)	종별	길이(m)
내부굴착PC.PHC말뚝	500	80	A	6.900

※ 말뚝길이는 기초평면에 묻힌 100mm는 제외한 길이로 계산한다.

콘크리트 설계기준강도	fck	=	80.0 MPa
콘크리트 탄성계수	Ep	=	40000.0 MPa
유효프리스트레스	fce	=	4.1 MPa
콘크리트 환산단면적	Ae	=	0.109 m^2
환산 단면2차모멘트	Ie	=	0.0025 m^4
환산 단면계수	Ze	=	0.0099 m^3
말뚝 머리의 평균 N치	N	=	10
말뚝 선단의 평균 N치	N	=	50
말뚝 선단의 근입깊이	Df	=	1.0 m
원지반으로부터 돌출된 길이	h	=	0.0 m

② 말뚝의 배치



2) 말뚝도심에서의 작용하중

구 분		Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	비 고
사용하중	COMBO 1	37028.069	465.780	6835.083	SV005
	COMBO 2	35697.695	465.780	17395.747	SV007
	COMBO 3	35697.695	465.780	17395.747	SV021
	COMBO 4	32198.111	3794.556	68580.343	SV022
계수하중	COMBO 1	52241.954	36.977	3088.421	UL001
	COMBO 2	49386.673	36.977	25181.109	UL002
	COMBO 3	39582.408	36.977	24585.021	UE002
	COMBO 4	32198.111	3794.556	68580.343	UL022

3) 말뚝의 특성치 계산

① 말뚝의 축방향 스프링정수

Ap = Ae = 0.1085 ㎡ ; 말뚝의 환산단면적

a = 0.010 x (L/D) + 0.36 = 0.498

Kv = a x Ap x Ep / L = 313234.783 kN/m ; 말뚝의 축방향 스프링정수

② 말뚝의 축직각방향 스프링정수

: 1/β 가정된 값이 계산된 값과 일치할 때까지 반복 계산

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

α = 1 (평상시), 2 (지진시)

Eo = 1200 x N = 1200 x 10 = 12000 kN/㎡

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

가) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 평상시

가정된 1/β (m)	계산치 1/β (m)	Kh(kN/㎥)
0.500	2.322	27269.26
2.322	2.681	15331.97
2.681	2.718	14526.25
2.718	2.721	14452.92
2.721	2.722	14446.06
2.722	2.722	14445.42
2.722	2.722	14445.36

Kh = 14445.35 kN/㎥

β = 0.367 m-1

βL = 0.367 x 6.9000 = 2.535 < 3 ∴ 유한장 말뚝으로 설계한다.

나) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 지진시

가정된 1/β (m)	계산치 1/β (m)	Kh(kN/㎥)
0.500	1.952	54538.53
1.952	2.218	32722.73
2.218	2.245	31192.54
2.245	2.248	31052.80
2.248	2.248	31039.74
2.248	2.248	31038.51
2.248	2.248	31038.40

Kh = 31038.39 kN/㎥

β = 0.445 m-1

βL = 0.445 x 6.9000 = 3.069 ≥ 3 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

4) 말뚝의 변위 및 부재력

① 말뚝머리 고정일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	19657.232	34885.956	$4EI\beta^3$	kN/m
K2	26749.559	39210.478	$2EI\beta^2$	kN/rad
K3	26749.559	39210.478	$2EI\beta^2$	kN/rad
K4	72801.594	88142.151	$2EI\beta$	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	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	1258062.8	2232701.2
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{(K_v - K_1)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	-1711971.8	-2509470.6
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	20047026.1	20047026.1
Aya,Aay	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i + K_2\sin\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2 + K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	190830520.3	191812316.0
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		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)		δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	0.0004242	0.0018471	0.0000396	COMBO 1	0.0000521	0.0026060	0.0000167
COMBO 2	0.0005004	0.0017807	0.0000956	COMBO 2	0.0002115	0.0024635	0.0001339
COMBO 3	0.0005004	0.0017807	0.0000956	COMBO 3	0.0002072	0.0019745	0.0001307
COMBO 4	0.0021328	0.0016061	0.0003854	COMBO 4	0.0021328	0.0016061	0.0003854

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 2.133 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ O.K

다) 말뚝의 작용력과 말뚝머리에서의 반력

▣ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

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

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

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0004242	0.0020315	0.0000396	636.338	7.278	-8.461
	2	0.0004242	0.0019788	0.0000396	619.831	7.278	-8.461
	3	0.0004242	0.0019261	0.0000396	603.324	7.278	-8.461
	4	0.0004242	0.0018734	0.0000396	586.817	7.278	-8.461
	5	0.0004242	0.0018207	0.0000396	570.310	7.278	-8.461
	6	0.0004242	0.0017680	0.0000396	553.803	7.278	-8.461
	7	0.0004242	0.0017153	0.0000396	537.296	7.278	-8.461
	8	0.0004242	0.0016626	0.0000396	520.789	7.278	-8.461
COMBO 2	1	0.0005004	0.0022259	0.0000956	697.240	7.278	-6.422
	2	0.0005004	0.0020987	0.0000956	657.394	7.278	-6.422
	3	0.0005004	0.0019715	0.0000956	617.547	7.278	-6.422
	4	0.0005004	0.0018443	0.0000956	577.700	7.278	-6.422
	5	0.0005004	0.0017171	0.0000956	537.853	7.278	-6.422
	6	0.0005004	0.0015899	0.0000956	498.006	7.278	-6.422
	7	0.0005004	0.0014627	0.0000956	458.159	7.278	-6.422
	8	0.0005004	0.0013355	0.0000956	418.313	7.278	-6.422
COMBO 3	1	0.0005004	0.0022259	0.0000956	697.240	7.278	-6.422
	2	0.0005004	0.0020987	0.0000956	657.394	7.278	-6.422
	3	0.0005004	0.0019715	0.0000956	617.547	7.278	-6.422
	4	0.0005004	0.0018443	0.0000956	577.700	7.278	-6.422
	5	0.0005004	0.0017171	0.0000956	537.853	7.278	-6.422
	6	0.0005004	0.0015899	0.0000956	498.006	7.278	-6.422
	7	0.0005004	0.0014627	0.0000956	458.159	7.278	-6.422
	8	0.0005004	0.0013355	0.0000956	418.313	7.278	-6.422
COMBO 4	1	0.0021328	0.0034004	0.0003854	1065.111	59.290	-49.653
	2	0.0021328	0.0028877	0.0003854	904.535	59.290	-49.653
	3	0.0021328	0.0023751	0.0003854	743.959	59.290	-49.653
	4	0.0021328	0.0018624	0.0003854	583.383	59.290	-49.653
	5	0.0021328	0.0013498	0.0003854	422.808	59.290	-49.653
	6	0.0021328	0.0008372	0.0003854	262.232	59.290	-49.653
	7	0.0021328	0.0003245	0.0003854	101.656	59.290	-49.653
	8	0.0021328	-0.0001881	0.0003854	-58.920	59.290	-49.653

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0000521	0.0026835	0.0000167	840.560	0.578	-0.180
	2	0.0000521	0.0026613	0.0000167	833.623	0.578	-0.180
	3	0.0000521	0.0026392	0.0000167	826.686	0.578	-0.180
	4	0.0000521	0.0026170	0.0000167	819.749	0.578	-0.180
	5	0.0000521	0.0025949	0.0000167	812.812	0.578	-0.180
	6	0.0000521	0.0025728	0.0000167	805.875	0.578	-0.180
	7	0.0000521	0.0025506	0.0000167	798.938	0.578	-0.180
	8	0.0000521	0.0025285	0.0000167	792.001	0.578	-0.180
COMBO 2	1	0.0002115	0.0030866	0.0001339	966.839	0.578	4.086
	2	0.0002115	0.0029086	0.0001339	911.076	0.578	4.086
	3	0.0002115	0.0027306	0.0001339	855.312	0.578	4.086
	4	0.0002115	0.0025526	0.0001339	799.549	0.578	4.086
	5	0.0002115	0.0023745	0.0001339	743.785	0.578	4.086
	6	0.0002115	0.0021965	0.0001339	688.022	0.578	4.086
	7	0.0002115	0.0020185	0.0001339	632.258	0.578	4.086
	8	0.0002115	0.0018405	0.0001339	576.494	0.578	4.086
COMBO 3	1	0.0002072	0.0025828	0.0001307	809.036	0.578	3.971
	2	0.0002072	0.0024090	0.0001307	754.590	0.578	3.971
	3	0.0002072	0.0022352	0.0001307	700.144	0.578	3.971
	4	0.0002072	0.0020614	0.0001307	645.698	0.578	3.971
	5	0.0002072	0.0018876	0.0001307	591.252	0.578	3.971
	6	0.0002072	0.0017137	0.0001307	536.806	0.578	3.971
	7	0.0002072	0.0015399	0.0001307	482.360	0.578	3.971
	8	0.0002072	0.0013661	0.0001307	427.914	0.578	3.971
COMBO 4	1	0.0021328	0.0034004	0.0003854	1065.111	59.290	-49.653
	2	0.0021328	0.0028877	0.0003854	904.535	59.290	-49.653
	3	0.0021328	0.0023751	0.0003854	743.959	59.290	-49.653
	4	0.0021328	0.0018624	0.0003854	583.383	59.290	-49.653
	5	0.0021328	0.0013498	0.0003854	422.808	59.290	-49.653
	6	0.0021328	0.0008372	0.0003854	262.232	59.290	-49.653
	7	0.0021328	0.0003245	0.0003854	101.656	59.290	-49.653
	8	0.0021328	-0.0001881	0.0003854	-58.920	59.290	-49.653

▣ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

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

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

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

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	4.655	0	636.338	7.278	-8.461	8
	2	3.325	0	619.831	7.278	-8.461	8
	3	1.995	0	603.324	7.278	-8.461	8
	4	0.665	0	586.817	7.278	-8.461	8
	5	-0.665	0	570.310	7.278	-8.461	8
	6	-1.995	0	553.803	7.278	-8.461	8
	7	-3.325	0	537.296	7.278	-8.461	8
	8	-4.655	0	520.789	7.278	-8.461	8
	계			37028.069	465.780	6835.083	64
COMBO 2	1	4.655	0	697.240	7.278	-6.422	8
	2	3.325	0	657.394	7.278	-6.422	8
	3	1.995	0	617.547	7.278	-6.422	8
	4	0.665	0	577.700	7.278	-6.422	8
	5	-0.665	0	537.853	7.278	-6.422	8
	6	-1.995	0	498.006	7.278	-6.422	8
	7	-3.325	0	458.159	7.278	-6.422	8
	8	-4.655	0	418.313	7.278	-6.422	8
	계			35697.695	465.780	17395.747	64
COMBO 3	1	4.655	0	697.240	7.278	-6.422	8
	2	3.325	0	657.394	7.278	-6.422	8
	3	1.995	0	617.547	7.278	-6.422	8
	4	0.665	0	577.700	7.278	-6.422	8
	5	-0.665	0	537.853	7.278	-6.422	8
	6	-1.995	0	498.006	7.278	-6.422	8
	7	-3.325	0	458.159	7.278	-6.422	8
	8	-4.655	0	418.313	7.278	-6.422	8
	계			35697.695	465.780	17395.747	64
COMBO 4	1	4.655	0	1065.111	59.290	-49.653	8
	2	3.325	0	904.535	59.290	-49.653	8
	3	1.995	0	743.959	59.290	-49.653	8
	4	0.665	0	583.383	59.290	-49.653	8
	5	-0.665	0	422.808	59.290	-49.653	8
	6	-1.995	0	262.232	59.290	-49.653	8
	7	-3.325	0	101.656	59.290	-49.653	8
	8	-4.655	0	-58.920	59.290	-49.653	8
	계			32198.111	3794.556	68580.343	64

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	4.655	0	840.560	0.578	-0.180	8
	2	3.325	0	833.623	0.578	-0.180	8
	3	1.995	0	826.686	0.578	-0.180	8
	4	0.665	0	819.749	0.578	-0.180	8
	5	-0.665	0	812.812	0.578	-0.180	8
	6	-1.995	0	805.875	0.578	-0.180	8
	7	-3.325	0	798.938	0.578	-0.180	8
	8	-4.655	0	792.001	0.578	-0.180	8
	계			52241.954	36.977	3088.421	64
COMBO 2	1	4.655	0	966.839	0.578	4.086	8
	2	3.325	0	911.076	0.578	4.086	8
	3	1.995	0	855.312	0.578	4.086	8
	4	0.665	0	799.549	0.578	4.086	8
	5	-0.665	0	743.785	0.578	4.086	8
	6	-1.995	0	688.022	0.578	4.086	8
	7	-3.325	0	632.258	0.578	4.086	8
	8	-4.655	0	576.494	0.578	4.086	8
	계			49386.673	36.977	25181.109	64
COMBO 3	1	4.655	0	809.036	0.578	3.971	8
	2	3.325	0	754.590	0.578	3.971	8
	3	1.995	0	700.144	0.578	3.971	8
	4	0.665	0	645.698	0.578	3.971	8
	5	-0.665	0	591.252	0.578	3.971	8
	6	-1.995	0	536.806	0.578	3.971	8
	7	-3.325	0	482.360	0.578	3.971	8
	8	-4.655	0	427.914	0.578	3.971	8
	계			39582.408	36.977	24585.021	64
COMBO 4	1	4.655	0	1065.111	59.290	-49.653	8
	2	3.325	0	904.535	59.290	-49.653	8
	3	1.995	0	743.959	59.290	-49.653	8
	4	0.665	0	583.383	59.290	-49.653	8
	5	-0.665	0	422.808	59.290	-49.653	8
	6	-1.995	0	262.232	59.290	-49.653	8
	7	-3.325	0	101.656	59.290	-49.653	8
	8	-4.655	0	-58.920	59.290	-49.653	8
	계			32198.111	3794.556	68580.343	64

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : SV005

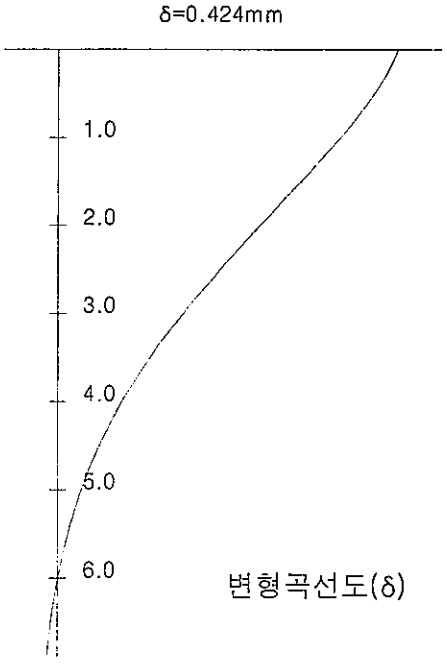
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

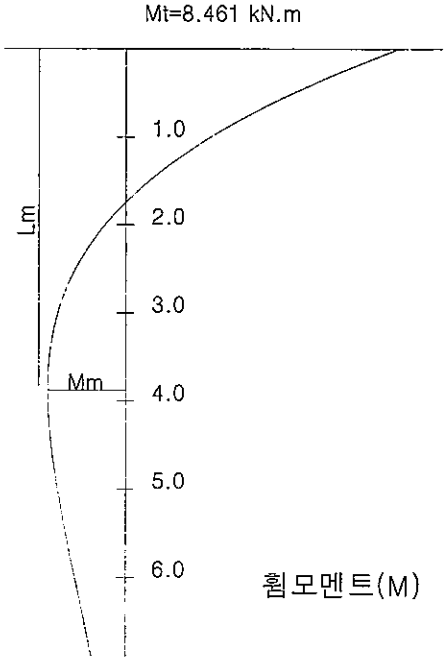
- 최대모멘트 및 깊이 : -2.404 kN.m, 3.881 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.424 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.424 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	8.461	-7.278	0.424	
0.460	5.432	-5.908	0.398	
0.920	3.009	-4.646	0.360	
1.380	1.137	-3.522	0.316	
1.840	-0.254	-2.550	0.269	
2.300	-1.233	-1.734	0.223	
2.760	-1.872	-1.068	0.179	
3.220	-2.238	-0.542	0.139	
3.680	-2.390	-0.141	0.104	
4.140	-2.384	0.152	0.074	
4.600	-2.264	0.354	0.049	
5.060	-2.070	0.481	0.028	
5.520	-1.831	0.548	0.013	
5.980	-1.572	0.569	0.001	
6.440	-1.312	0.557	-0.008	
6.900	-1.063	0.522	-0.013	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉯ COMBO 2 : SV007

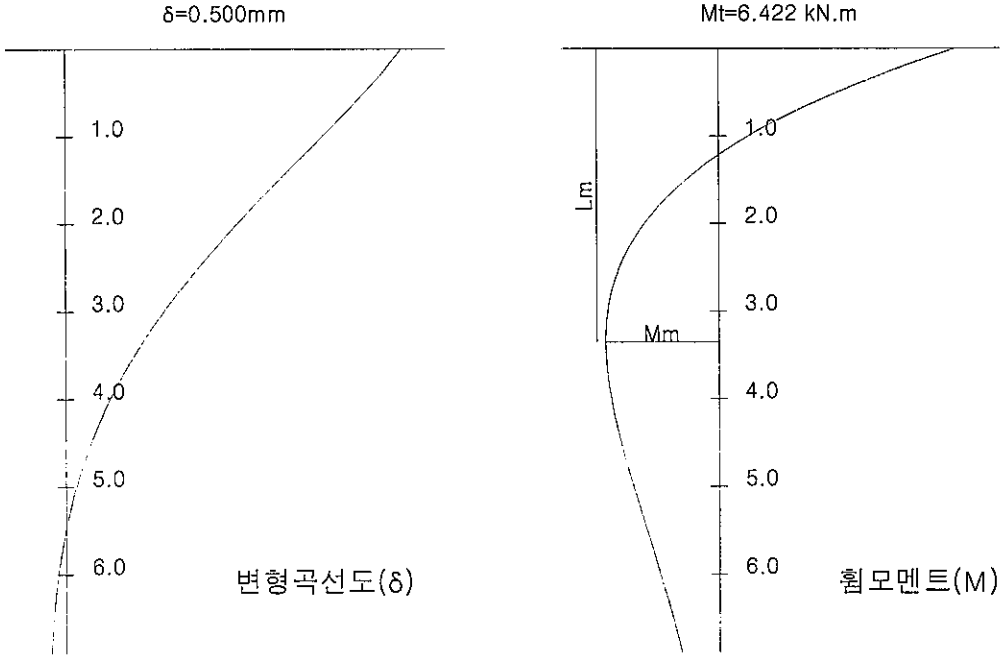
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -3.060 kN.m, 3.355 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.500 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.500 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	6.422	-7.278	0.500	
0.460	3.445	-5.695	0.451	
0.920	1.155	-4.291	0.393	
1.380	-0.534	-3.083	0.334	
1.840	-1.712	-2.073	0.275	
2.300	-2.470	-1.253	0.220	
2.760	-2.891	-0.607	0.170	
3.220	-3.052	-0.117	0.126	
3.680	-3.020	0.238	0.089	
4.140	-2.851	0.479	0.058	
4.600	-2.593	0.629	0.033	
5.060	-2.284	0.705	0.014	
5.520	-1.953	0.725	-0.001	
5.980	-1.623	0.704	-0.011	
6.440	-1.309	0.656	-0.018	
6.900	-1.023	0.589	-0.022	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉡ COMBO 3 : SV021

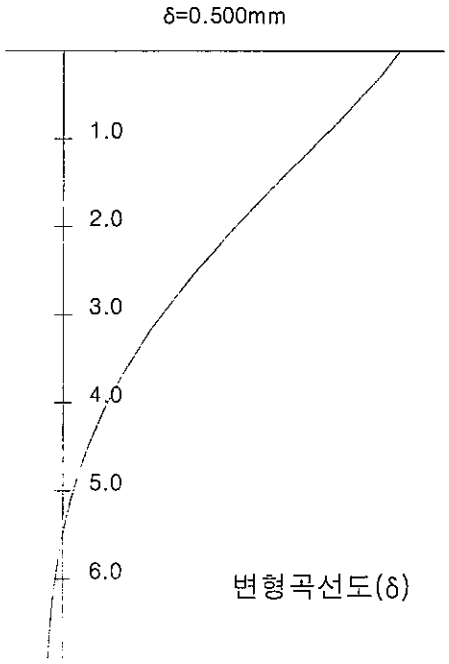
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

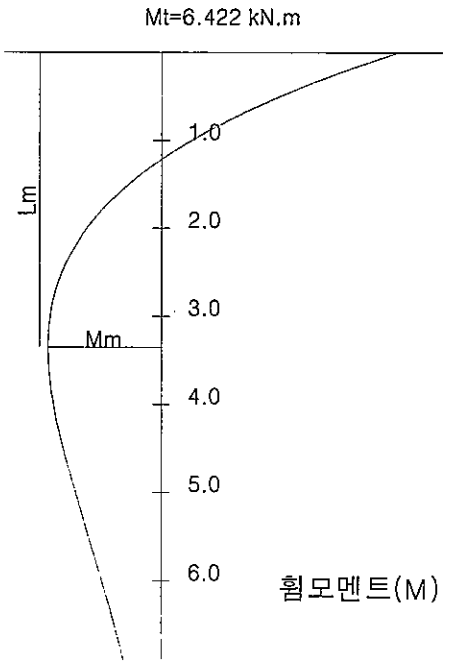
- 최대모멘트 및 깊이 : -3.060 kN.m, 3.355 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.500 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.500 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	6.422	-7.278	0.500	
0.460	3.445	-5.695	0.451	
0.920	1.155	-4.291	0.393	
1.380	-0.534	-3.083	0.334	
1.840	-1.712	-2.073	0.275	
2.300	-2.470	-1.253	0.220	
2.760	-2.891	-0.607	0.170	
3.220	-3.052	-0.117	0.126	
3.680	-3.020	0.238	0.089	
4.140	-2.851	0.479	0.058	
4.600	-2.593	0.629	0.033	
5.060	-2.284	0.705	0.014	
5.520	-1.953	0.725	-0.001	
5.980	-1.623	0.704	-0.011	
6.440	-1.309	0.656	-0.018	
6.900	-1.023	0.589	-0.022	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉮ COMBO 4 : SV022

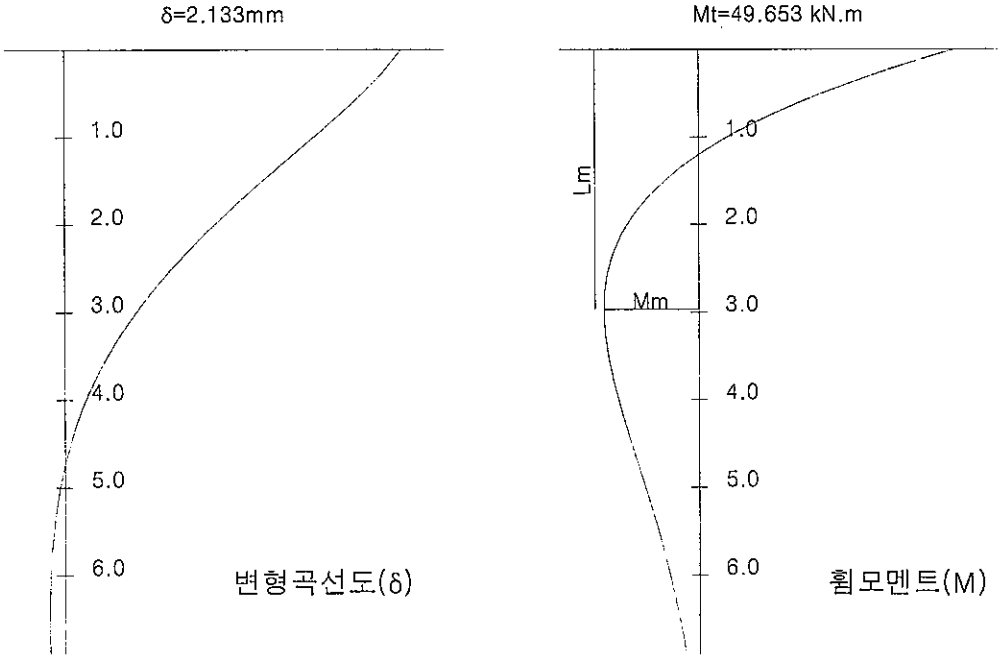
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -18.349 kN.m, 2.970 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.133 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.133 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	49.653	-59.290	2.133	
0.460	25.771	-44.807	1.912	
0.920	8.152	-32.130	1.634	
1.380	-4.106	-21.518	1.338	
1.840	-11.967	-13.002	1.051	
2.300	-16.371	-6.458	0.788	
2.760	-18.179	-1.672	0.559	
3.220	-18.138	1.621	0.370	
3.680	-16.874	3.698	0.218	
4.140	-14.882	4.824	0.103	
4.600	-12.543	5.243	0.019	
5.060	-10.134	5.164	-0.038	
5.520	-7.843	4.758	-0.073	
5.980	-5.785	4.164	-0.091	
6.440	-4.024	3.486	-0.097	
6.900	-2.580	2.797	-0.095	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 1 : ULC01

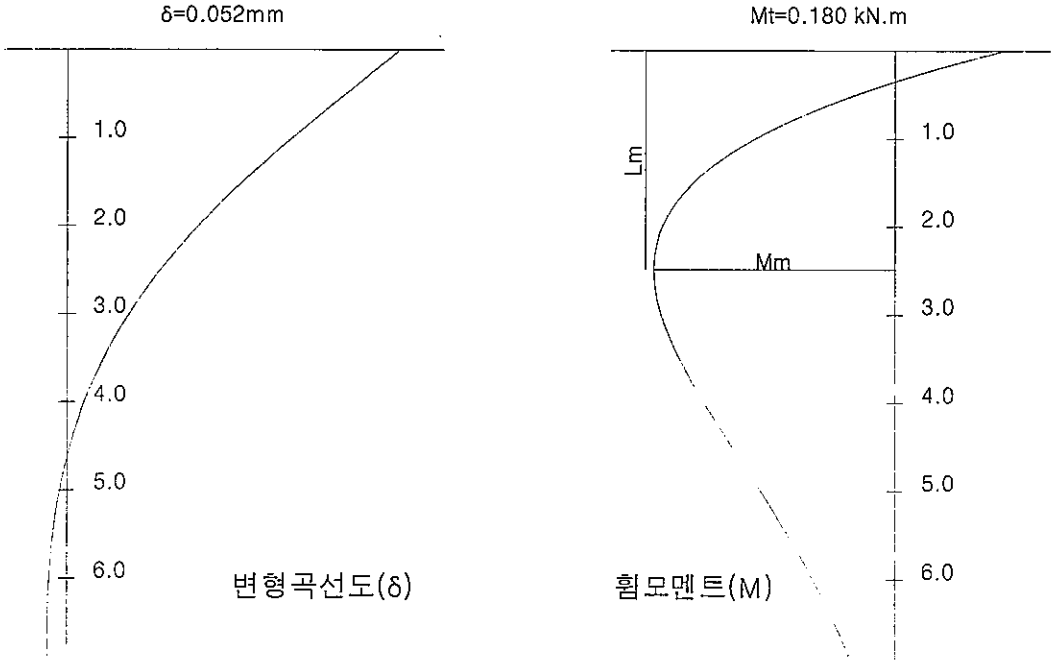
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -0.398 kN.m, 2.488 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.052 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.052 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.180	-0.578	0.052	
0.460	-0.048	-0.418	0.044	
0.920	-0.208	-0.283	0.037	
1.380	-0.312	-0.174	0.029	
1.840	-0.372	-0.087	0.023	
2.300	-0.396	-0.022	0.017	
2.760	-0.394	0.026	0.012	
3.220	-0.374	0.059	0.008	
3.680	-0.341	0.080	0.005	
4.140	-0.302	0.091	0.002	
4.600	-0.259	0.094	0.000	
5.060	-0.216	0.092	-0.001	
5.520	-0.175	0.086	-0.002	
5.980	-0.137	0.078	-0.003	
6.440	-0.104	0.068	-0.003	
6.900	-0.075	0.058	-0.003	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 2 : ULO02

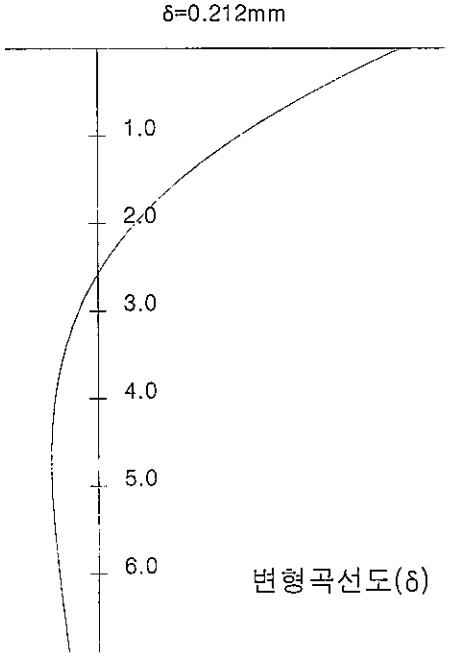
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

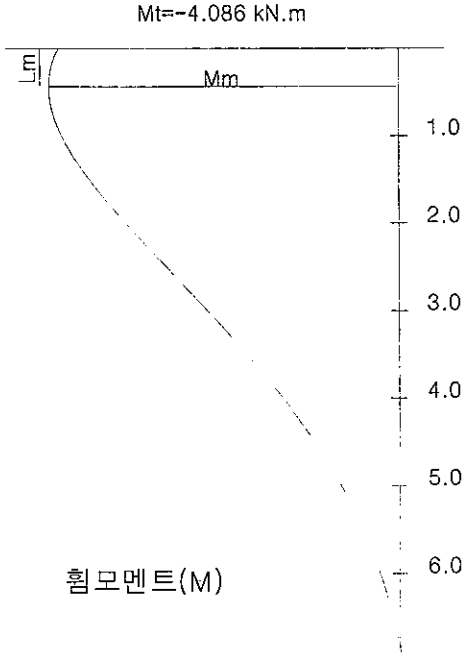
- 최대모멘트 및 깊이 : -4.206 kN.m, 0.435 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.212 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.212 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	-4.086	-0.578	0.212	
0.460	-4.205	0.028	0.154	
0.920	-4.088	0.458	0.106	
1.380	-3.806	0.743	0.067	
1.840	-3.422	0.910	0.035	
2.300	-2.983	0.986	0.011	
2.760	-2.526	0.992	-0.006	
3.220	-2.078	0.948	-0.019	
3.680	-1.658	0.872	-0.027	
4.140	-1.279	0.775	-0.031	
4.600	-0.947	0.669	-0.033	
5.060	-0.664	0.560	-0.032	
5.520	-0.431	0.456	-0.030	
5.980	-0.243	0.360	-0.028	
6.440	-0.098	0.274	-0.024	
6.900	0.011	0.199	-0.021	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉯ COMBO 3 : UE002

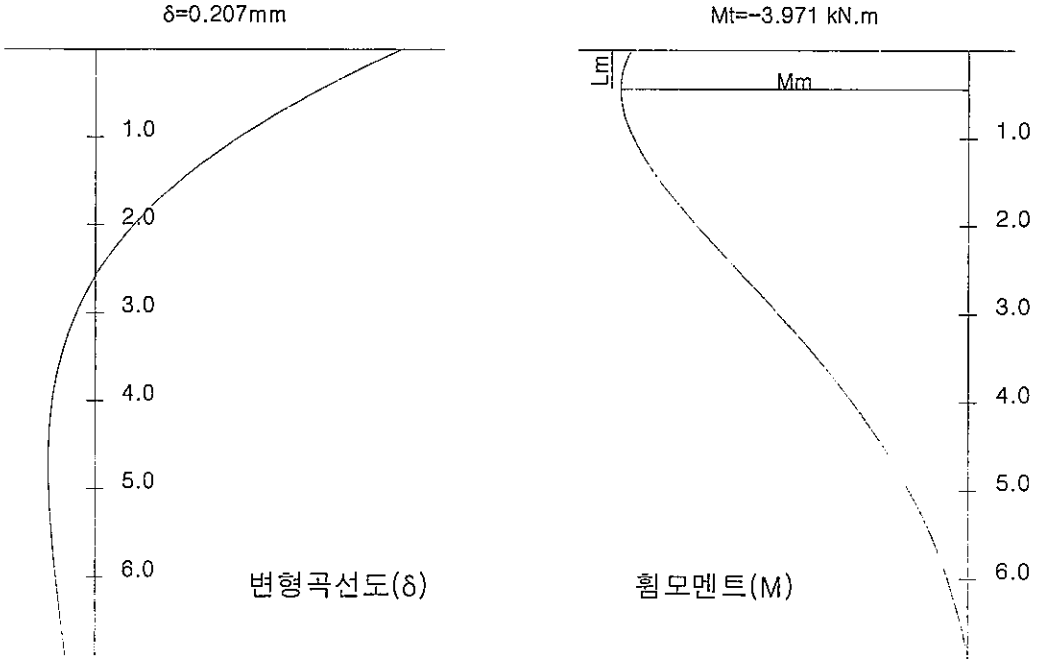
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -4.093 kN.m, 0.446 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.207 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.207 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	-3.971	-0.578	0.207	
0.460	-4.093	0.016	0.151	
0.920	-3.983	0.438	0.104	
1.380	-3.712	0.718	0.066	
1.840	-3.340	0.883	0.035	
2.300	-2.913	0.959	0.011	
2.760	-2.468	0.966	-0.006	
3.220	-2.032	0.924	-0.018	
3.680	-1.623	0.850	-0.026	
4.140	-1.253	0.757	-0.030	
4.600	-0.928	0.653	-0.032	
5.060	-0.652	0.548	-0.031	
5.520	-0.424	0.446	-0.030	
5.980	-0.240	0.352	-0.027	
6.440	-0.098	0.268	-0.024	
6.900	0.008	0.195	-0.020	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 4 : ULO22

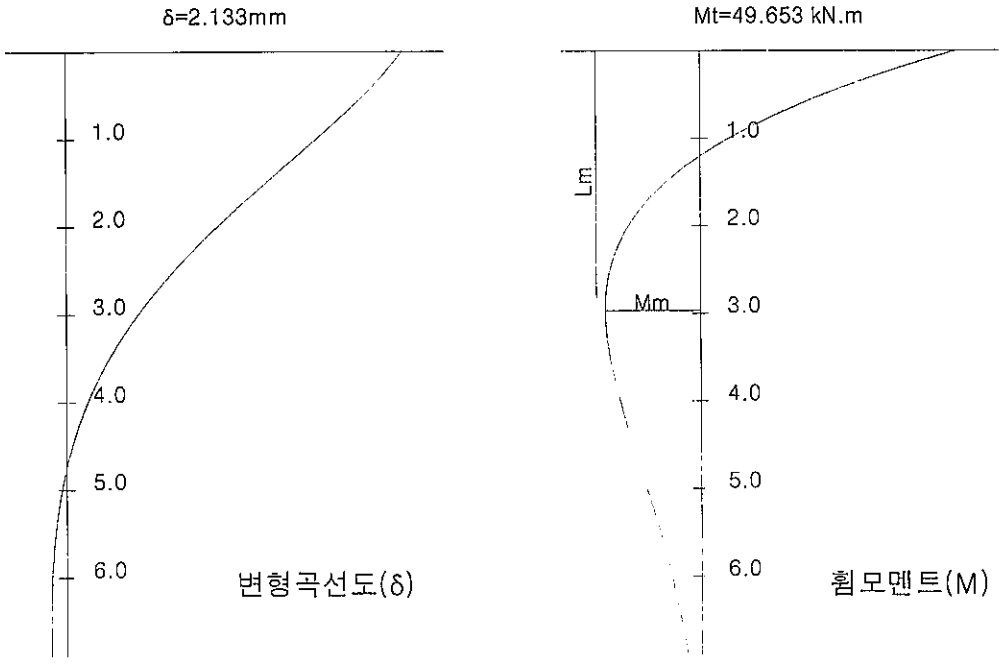
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -18.349 kN.m, 2.970 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.133 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.133 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	49.653	-59.290	2.133	
0.460	25.771	-44.807	1.912	
0.920	8.152	-32.130	1.634	
1.380	-4.106	-21.518	1.338	
1.840	-11.967	-13.002	1.051	
2.300	-16.371	-6.458	0.788	
2.760	-18.179	-1.672	0.559	
3.220	-18.138	1.621	0.370	
3.680	-16.874	3.698	0.218	
4.140	-14.882	4.824	0.103	
4.600	-12.543	5.243	0.019	
5.060	-10.134	5.164	-0.038	
5.520	-7.843	4.758	-0.073	
5.980	-5.785	4.164	-0.091	
6.440	-4.024	3.486	-0.097	
6.900	-2.580	2.797	-0.095	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



② 말뚝머리 힌지일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	9828.616	17442.978	$2EI\beta^3$	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	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	629031.4	1116350.6
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{(K_v - K_1)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	20047026.1	20047026.1
Aya,Aay	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i + K_2\sin\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	186171218.3	186171218.3
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		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)		δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	0.0007405	0.0018471	0.0000367	COMBO 1	0.0000588	0.0026060	0.0000166
COMBO 2	0.0007405	0.0017807	0.0000934	COMBO 2	0.0000588	0.0024635	0.0001353
COMBO 3	0.0007405	0.0017807	0.0000934	COMBO 3	0.0000588	0.0019745	0.0001321
COMBO 4	0.0033991	0.0016061	0.0003684	COMBO 4	0.0033991	0.0016061	0.0003684

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 3.399 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ O.K

다) 말뚝의 작용력과 말뚝머리에서의 반력

▣ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

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

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

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0007405	0.0020180	0.0000367	632.096	7.278	0.000
	2	0.0007405	0.0019691	0.0000367	616.801	7.278	0.000
	3	0.0007405	0.0019203	0.0000367	601.506	7.278	0.000
	4	0.0007405	0.0018715	0.0000367	586.211	7.278	0.000
	5	0.0007405	0.0018226	0.0000367	570.916	7.278	0.000
	6	0.0007405	0.0017738	0.0000367	555.621	7.278	0.000
	7	0.0007405	0.0017250	0.0000367	540.326	7.278	0.000
	8	0.0007405	0.0016762	0.0000367	525.031	7.278	0.000
COMBO 2	1	0.0007405	0.0022157	0.0000934	694.021	7.278	0.000
	2	0.0007405	0.0020914	0.0000934	655.094	7.278	0.000
	3	0.0007405	0.0019671	0.0000934	616.167	7.278	0.000
	4	0.0007405	0.0018428	0.0000934	577.240	7.278	0.000
	5	0.0007405	0.0017186	0.0000934	538.313	7.278	0.000
	6	0.0007405	0.0015943	0.0000934	499.386	7.278	0.000
	7	0.0007405	0.0014700	0.0000934	460.459	7.278	0.000
	8	0.0007405	0.0013457	0.0000934	421.532	7.278	0.000
COMBO 3	1	0.0007405	0.0022157	0.0000934	694.021	7.278	0.000
	2	0.0007405	0.0020914	0.0000934	655.094	7.278	0.000
	3	0.0007405	0.0019671	0.0000934	616.167	7.278	0.000
	4	0.0007405	0.0018428	0.0000934	577.240	7.278	0.000
	5	0.0007405	0.0017186	0.0000934	538.313	7.278	0.000
	6	0.0007405	0.0015943	0.0000934	499.386	7.278	0.000
	7	0.0007405	0.0014700	0.0000934	460.459	7.278	0.000
	8	0.0007405	0.0013457	0.0000934	421.532	7.278	0.000
COMBO 4	1	0.0033991	0.0033209	0.0003684	1040.222	59.290	0.000
	2	0.0033991	0.0028310	0.0003684	886.757	59.290	0.000
	3	0.0033991	0.0023410	0.0003684	733.293	59.290	0.000
	4	0.0033991	0.0018511	0.0003684	579.828	59.290	0.000
	5	0.0033991	0.0013612	0.0003684	426.363	59.290	0.000
	6	0.0033991	0.0008712	0.0003684	272.898	59.290	0.000
	7	0.0033991	0.0003813	0.0003684	119.434	59.290	0.000
	8	0.0033991	-0.0001086	0.0003684	-34.031	59.290	0.000

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0000588	0.0026832	0.0000166	840.469	0.578	0.000
	2	0.0000588	0.0026611	0.0000166	833.558	0.578	0.000
	3	0.0000588	0.0026391	0.0000166	826.647	0.578	0.000
	4	0.0000588	0.0026170	0.0000166	819.736	0.578	0.000
	5	0.0000588	0.0025949	0.0000166	812.825	0.578	0.000
	6	0.0000588	0.0025729	0.0000166	805.914	0.578	0.000
	7	0.0000588	0.0025508	0.0000166	799.003	0.578	0.000
	8	0.0000588	0.0025287	0.0000166	792.092	0.578	0.000
COMBO 2	1	0.0000588	0.0030932	0.0001353	968.887	0.578	0.000
	2	0.0000588	0.0029133	0.0001353	912.539	0.578	0.000
	3	0.0000588	0.0027334	0.0001353	856.190	0.578	0.000
	4	0.0000588	0.0025535	0.0001353	799.841	0.578	0.000
	5	0.0000588	0.0023736	0.0001353	743.492	0.578	0.000
	6	0.0000588	0.0021937	0.0001353	687.144	0.578	0.000
	7	0.0000588	0.0020138	0.0001353	630.795	0.578	0.000
	8	0.0000588	0.0018339	0.0001353	574.446	0.578	0.000
COMBO 3	1	0.0000588	0.0025892	0.0001321	811.027	0.578	0.000
	2	0.0000588	0.0024136	0.0001321	756.012	0.578	0.000
	3	0.0000588	0.0022379	0.0001321	700.997	0.578	0.000
	4	0.0000588	0.0020623	0.0001321	645.983	0.578	0.000
	5	0.0000588	0.0018867	0.0001321	590.968	0.578	0.000
	6	0.0000588	0.0017110	0.0001321	535.953	0.578	0.000
	7	0.0000588	0.0015354	0.0001321	480.938	0.578	0.000
	8	0.0000588	0.0013598	0.0001321	425.923	0.578	0.000
COMBO 4	1	0.0033991	0.0033209	0.0003684	1040.222	59.290	0.000
	2	0.0033991	0.0028310	0.0003684	886.757	59.290	0.000
	3	0.0033991	0.0023410	0.0003684	733.293	59.290	0.000
	4	0.0033991	0.0018511	0.0003684	579.828	59.290	0.000
	5	0.0033991	0.0013612	0.0003684	426.363	59.290	0.000
	6	0.0033991	0.0008712	0.0003684	272.898	59.290	0.000
	7	0.0033991	0.0003813	0.0003684	119.434	59.290	0.000
	8	0.0033991	-0.0001086	0.0003684	-34.031	59.290	0.000

▣ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

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

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

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

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	4.655	0	632.096	7.278	0.000	8
	2	3.325	0	616.801	7.278	0.000	8
	3	1.995	0	601.506	7.278	0.000	8
	4	0.665	0	586.211	7.278	0.000	8
	5	-0.665	0	570.916	7.278	0.000	8
	6	-1.995	0	555.621	7.278	0.000	8
	7	-3.325	0	540.326	7.278	0.000	8
	8	-4.655	0	525.031	7.278	0.000	8
	계			37028.069	465.780	0.000	64
COMBO 2	1	4.655	0	694.021	7.278	0.000	8
	2	3.325	0	655.094	7.278	0.000	8
	3	1.995	0	616.167	7.278	0.000	8
	4	0.665	0	577.240	7.278	0.000	8
	5	-0.665	0	538.313	7.278	0.000	8
	6	-1.995	0	499.386	7.278	0.000	8
	7	-3.325	0	460.459	7.278	0.000	8
	8	-4.655	0	421.532	7.278	0.000	8
	계			35697.695	465.780	0.000	64
COMBO 3	1	4.655	0	694.021	7.278	0.000	8
	2	3.325	0	655.094	7.278	0.000	8
	3	1.995	0	616.167	7.278	0.000	8
	4	0.665	0	577.240	7.278	0.000	8
	5	-0.665	0	538.313	7.278	0.000	8
	6	-1.995	0	499.386	7.278	0.000	8
	7	-3.325	0	460.459	7.278	0.000	8
	8	-4.655	0	421.532	7.278	0.000	8
	계			35697.695	465.780	0.000	64
COMBO 4	1	4.655	0	1040.222	59.290	0.000	8
	2	3.325	0	886.757	59.290	0.000	8
	3	1.995	0	733.293	59.290	0.000	8
	4	0.665	0	579.828	59.290	0.000	8
	5	-0.665	0	426.363	59.290	0.000	8
	6	-1.995	0	272.898	59.290	0.000	8
	7	-3.325	0	119.434	59.290	0.000	8
	8	-4.655	0	-34.031	59.290	0.000	8
	계			32198.111	3794.556	0.000	64

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	4.655	0	840.469	0.578	0.000	8
	2	3.325	0	833.558	0.578	0.000	8
	3	1.995	0	826.647	0.578	0.000	8
	4	0.665	0	819.736	0.578	0.000	8
	5	-0.665	0	812.825	0.578	0.000	8
	6	-1.995	0	805.914	0.578	0.000	8
	7	-3.325	0	799.003	0.578	0.000	8
	8	-4.655	0	792.092	0.578	0.000	8
	계			52241.954	36.977	0.000	64
COMBO 2	1	4.655	0	968.887	0.578	0.000	8
	2	3.325	0	912.539	0.578	0.000	8
	3	1.995	0	856.190	0.578	0.000	8
	4	0.665	0	799.841	0.578	0.000	8
	5	-0.665	0	743.492	0.578	0.000	8
	6	-1.995	0	687.144	0.578	0.000	8
	7	-3.325	0	630.795	0.578	0.000	8
	8	-4.655	0	574.446	0.578	0.000	8
	계			49386.673	36.977	0.000	64
COMBO 3	1	4.655	0	811.027	0.578	0.000	8
	2	3.325	0	756.012	0.578	0.000	8
	3	1.995	0	700.997	0.578	0.000	8
	4	0.665	0	645.983	0.578	0.000	8
	5	-0.665	0	590.968	0.578	0.000	8
	6	-1.995	0	535.953	0.578	0.000	8
	7	-3.325	0	480.938	0.578	0.000	8
	8	-4.655	0	425.923	0.578	0.000	8
	계			39582.408	36.977	0.000	64
COMBO 4	1	4.655	0	1040.222	59.290	0.000	8
	2	3.325	0	886.757	59.290	0.000	8
	3	1.995	0	733.293	59.290	0.000	8
	4	0.665	0	579.828	59.290	0.000	8
	5	-0.665	0	426.363	59.290	0.000	8
	6	-1.995	0	272.898	59.290	0.000	8
	7	-3.325	0	119.434	59.290	0.000	8
	8	-4.655	0	-34.031	59.290	0.000	8
	계			32198.111	3794.556	0.000	64

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : SV005

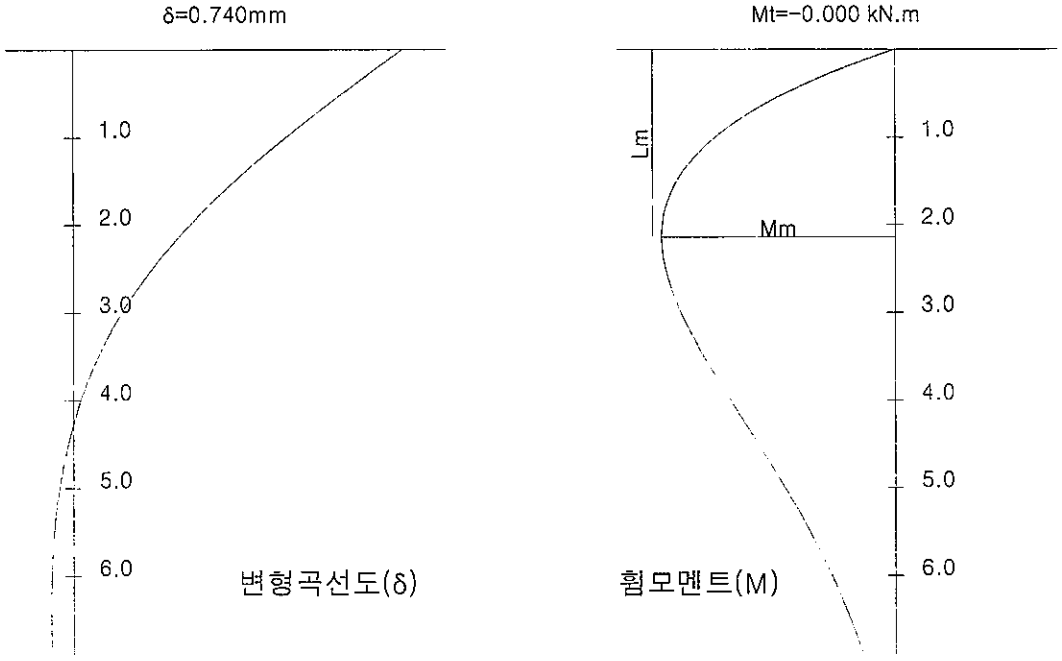
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -6.386 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.740 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.740 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-7.278	0.740	
0.460	-2.814	-5.025	0.616	
0.920	-4.685	-3.175	0.498	
1.380	-5.793	-1.703	0.390	
1.840	-6.304	-0.571	0.294	
2.300	-6.364	0.264	0.211	
2.760	-6.100	0.846	0.142	
3.220	-5.617	1.221	0.086	
3.680	-5.002	1.429	0.042	
4.140	-4.322	1.509	0.008	
4.600	-3.628	1.493	-0.016	
5.060	-2.958	1.410	-0.033	
5.520	-2.338	1.282	-0.043	
5.980	-1.783	1.129	-0.048	
6.440	-1.301	0.966	-0.050	
6.900	-0.894	0.803	-0.048	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉡ COMBO 2 : SV007

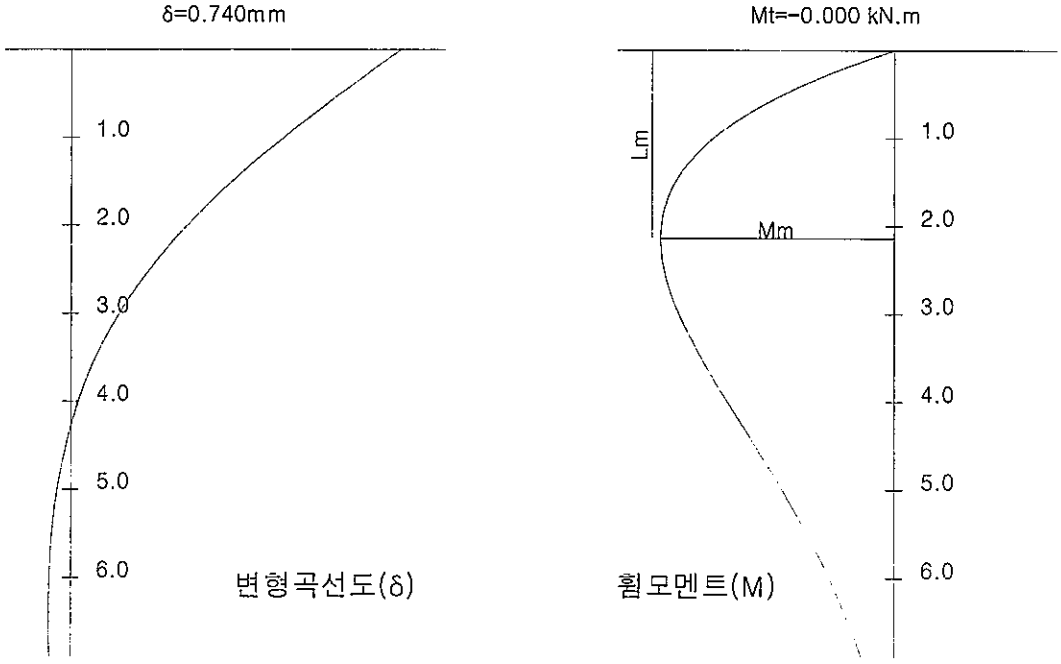
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -6.386 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.740 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.740 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-7.278	0.740	
0.460	-2.814	-5.025	0.616	
0.920	-4.685	-3.175	0.498	
1.380	-5.793	-1.703	0.390	
1.840	-6.304	-0.571	0.294	
2.300	-6.364	0.264	0.211	
2.760	-6.100	0.846	0.142	
3.220	-5.617	1.221	0.086	
3.680	-5.002	1.429	0.042	
4.140	-4.322	1.509	0.008	
4.600	-3.628	1.493	-0.016	
5.060	-2.958	1.410	-0.033	
5.520	-2.338	1.282	-0.043	
5.980	-1.783	1.129	-0.048	
6.440	-1.301	0.966	-0.050	
6.900	-0.894	0.803	-0.048	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉣ COMBO 3 : SV021

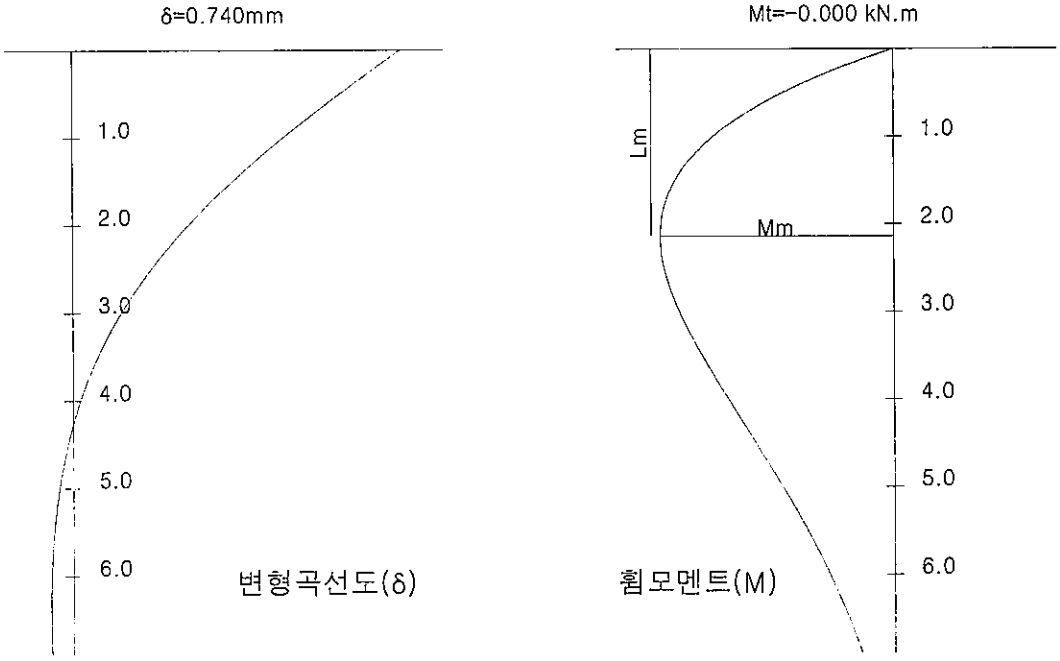
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -6.386 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.740 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.740 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-7.278	0.740	
0.460	-2.814	-5.025	0.616	
0.920	-4.685	-3.175	0.498	
1.380	-5.793	-1.703	0.390	
1.840	-6.304	-0.571	0.294	
2.300	-6.364	0.264	0.211	
2.760	-6.100	0.846	0.142	
3.220	-5.617	1.221	0.086	
3.680	-5.002	1.429	0.042	
4.140	-4.322	1.509	0.008	
4.600	-3.628	1.493	-0.016	
5.060	-2.958	1.410	-0.033	
5.520	-2.338	1.282	-0.043	
5.980	-1.783	1.129	-0.048	
6.440	-1.301	0.966	-0.050	
6.900	-0.894	0.803	-0.048	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉲ COMBO 4 : SV022

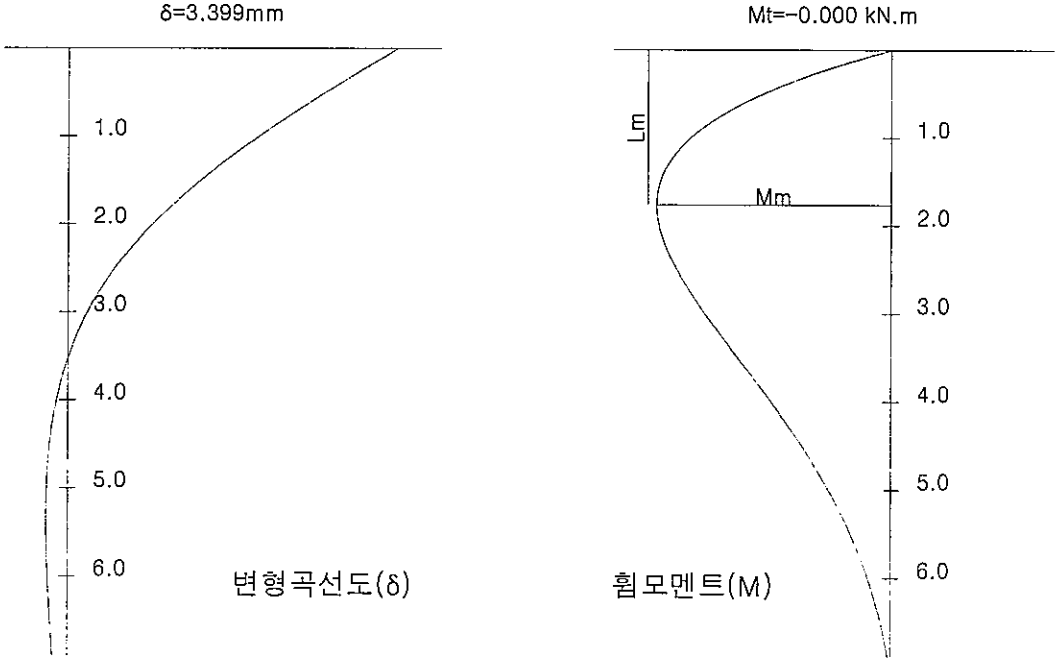
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -42.969 kN.m, 1.766 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.399 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.399 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-59.290	3.399	
0.460	-22.072	-37.491	2.712	
0.920	-35.224	-20.455	2.071	
1.380	-41.554	-7.745	1.504	
1.840	-42.923	1.225	1.024	
2.300	-40.902	7.099	0.636	
2.760	-36.768	10.515	0.335	
3.220	-31.513	12.067	0.112	
3.680	-25.873	12.273	-0.044	
4.140	-20.360	11.573	-0.144	
4.600	-15.310	10.318	-0.201	
5.060	-10.911	8.780	-0.225	
5.520	-7.245	7.160	-0.226	
5.980	-4.315	5.595	-0.211	
6.440	-2.075	4.174	-0.186	
6.900	-0.446	2.945	-0.157	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 1 : UL001

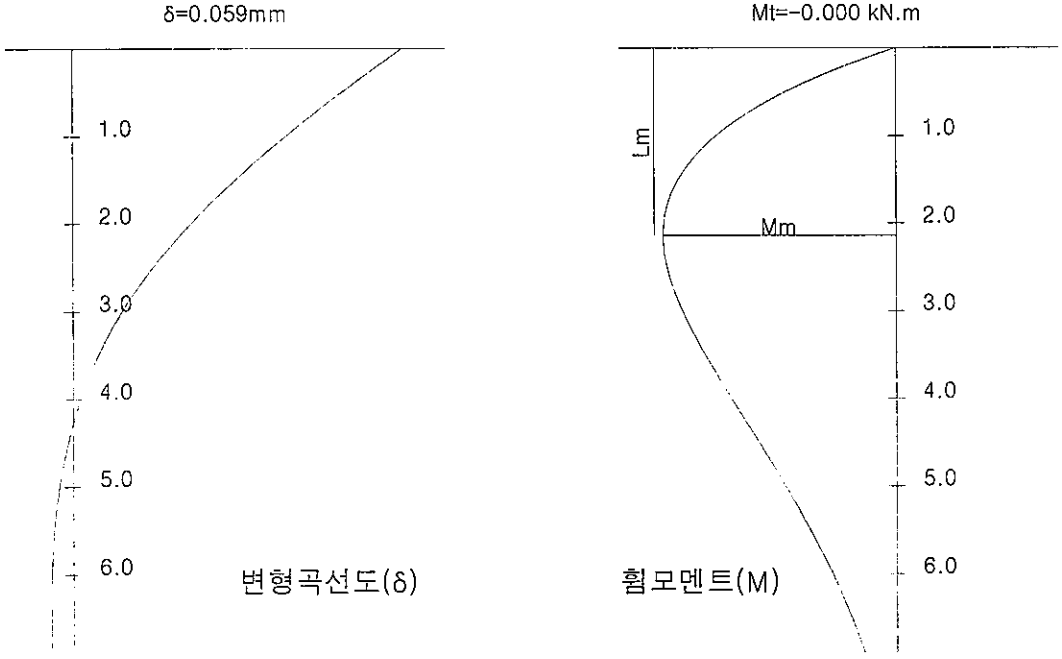
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -0.507 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.059 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.059 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-0.578	0.059	
0.460	-0.223	-0.399	0.049	
0.920	-0.372	-0.252	0.040	
1.380	-0.460	-0.135	0.031	
1.840	-0.500	-0.045	0.023	
2.300	-0.505	0.021	0.017	
2.760	-0.484	0.067	0.011	
3.220	-0.446	0.097	0.007	
3.680	-0.397	0.113	0.003	
4.140	-0.343	0.120	0.001	
4.600	-0.288	0.119	-0.001	
5.060	-0.235	0.112	-0.003	
5.520	-0.186	0.102	-0.003	
5.980	-0.142	0.090	-0.004	
6.440	-0.103	0.077	-0.004	
6.900	-0.071	0.064	-0.004	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 2 : UL002

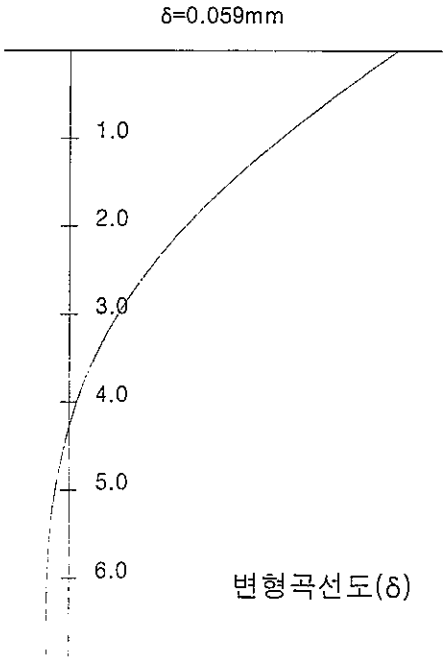
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

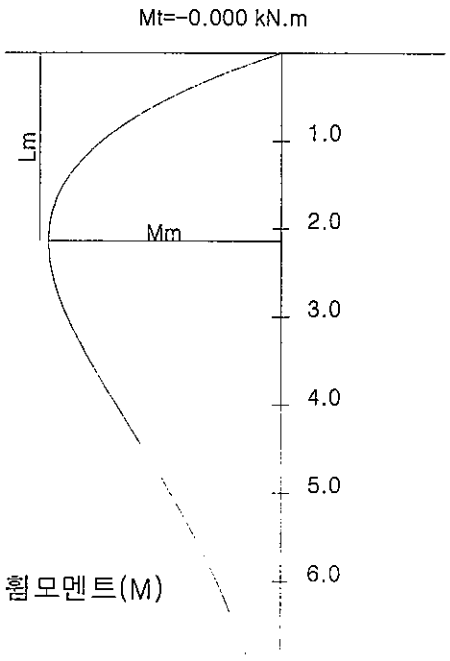
- 최대모멘트 및 깊이 : -0.507 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.059 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.059 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-0.578	0.059	
0.460	-0.223	-0.399	0.049	
0.920	-0.372	-0.252	0.040	
1.380	-0.460	-0.135	0.031	
1.840	-0.500	-0.045	0.023	
2.300	-0.505	0.021	0.017	
2.760	-0.484	0.067	0.011	
3.220	-0.446	0.097	0.007	
3.680	-0.397	0.113	0.003	
4.140	-0.343	0.120	0.001	
4.600	-0.288	0.119	-0.001	
5.060	-0.235	0.112	-0.003	
5.520	-0.186	0.102	-0.003	
5.980	-0.142	0.090	-0.004	
6.440	-0.103	0.077	-0.004	
6.900	-0.071	0.064	-0.004	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉣ COMBO 3 : UE002

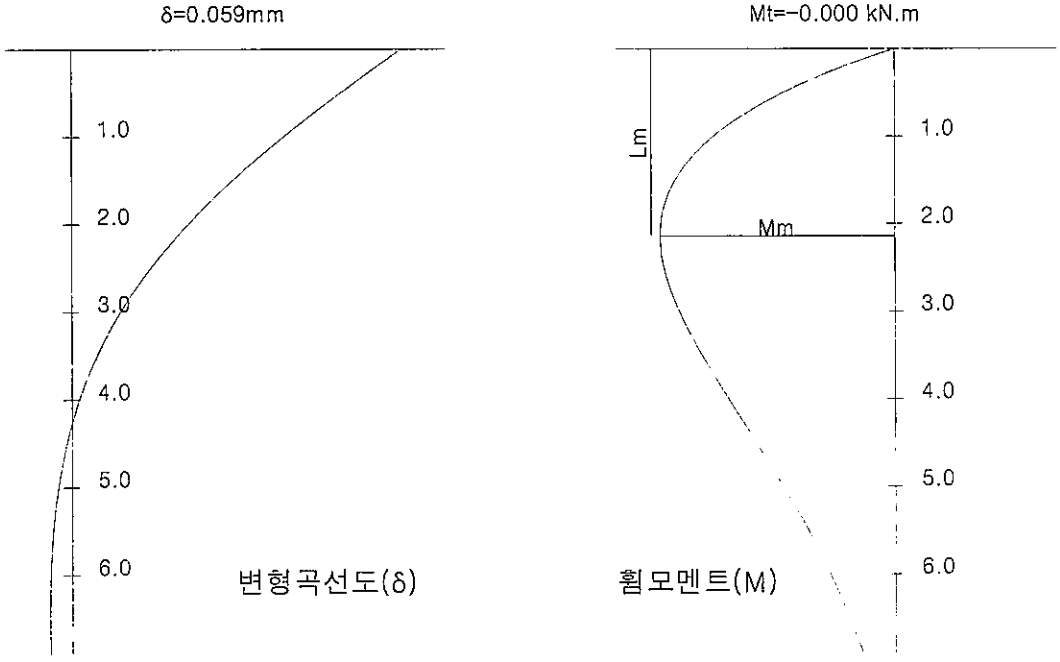
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -0.507 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.059 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.059 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-0.578	0.059	
0.460	-0.223	-0.399	0.049	
0.920	-0.372	-0.252	0.040	
1.380	-0.460	-0.135	0.031	
1.840	-0.500	-0.045	0.023	
2.300	-0.505	0.021	0.017	
2.760	-0.484	0.067	0.011	
3.220	-0.446	0.097	0.007	
3.680	-0.397	0.113	0.003	
4.140	-0.343	0.120	0.001	
4.600	-0.288	0.119	-0.001	
5.060	-0.235	0.112	-0.003	
5.520	-0.186	0.102	-0.003	
5.980	-0.142	0.090	-0.004	
6.440	-0.103	0.077	-0.004	
6.900	-0.071	0.064	-0.004	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 4 : ULO22

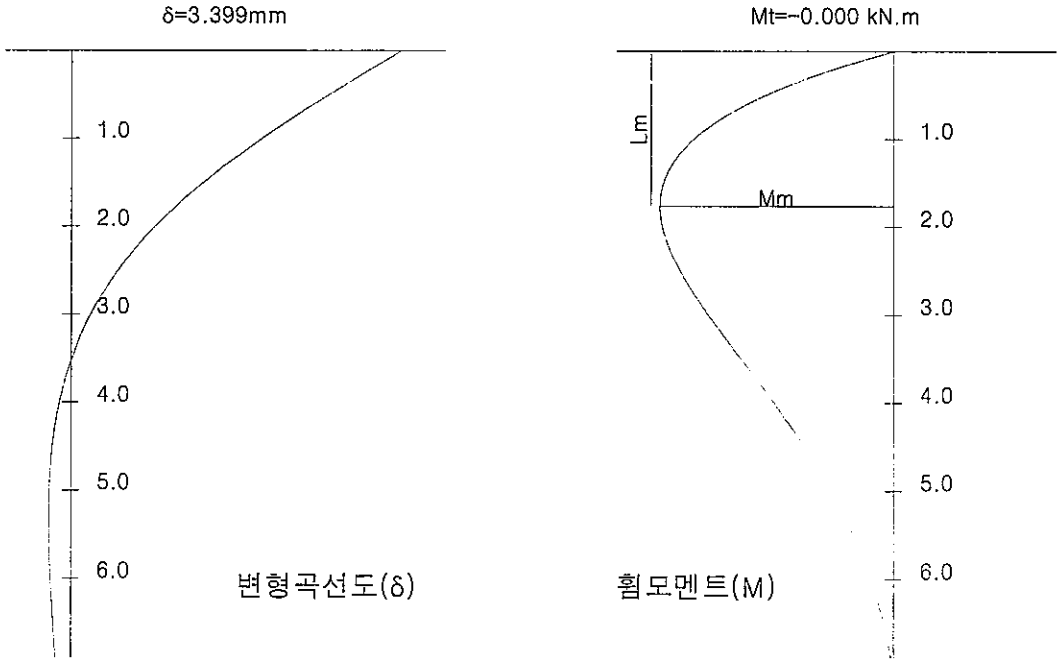
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -42.969 kN.m, 1.766 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.399 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.399 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-59.290	3.399	
0.460	-22.072	-37.491	2.712	
0.920	-35.224	-20.455	2.071	
1.380	-41.554	-7.745	1.504	
1.840	-42.923	1.225	1.024	
2.300	-40.902	7.099	0.636	
2.760	-36.768	10.515	0.335	
3.220	-31.513	12.067	0.112	
3.680	-25.873	12.273	-0.044	
4.140	-20.360	11.573	-0.144	
4.600	-15.310	10.318	-0.201	
5.060	-10.911	8.780	-0.225	
5.520	-7.245	7.160	-0.226	
5.980	-4.315	5.595	-0.211	
6.440	-2.075	4.174	-0.186	
6.900	-0.446	2.945	-0.157	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



5) 말뚝의 안정성 검토

① 말뚝의 허용지지력 검토

가) 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 마찰지지 말뚝

Ra = r/n x (Ru - Ws) + Ws - W

Ra1 = 1730.000 kN (평상시) : 『별첨자료』 참조

Ra2 = 2595.000 kN (지진시) : 『별첨자료』 참조

말뚝의 주면장 U = π x 0.500 = 1.571 ㎡

U	N-치	토질분류	토층심도	f(kN/m²)	주면마찰력(U*f*L)
1.571	10.000	사질토	4.703	20.000	147.761
1.571	50.000	사질토	2.197	100.000	345.046
계	-	-	-	-	492.808

N≤2 의 지반에는 주면 마찰력을 고려하지 않는다.

나) 말뚝의 허용 수평변위 검토

평상시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 0.7405 mm 0.K

지진시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 3.3991 mm 0.K

다) 말뚝의 허용인발력

Pa = 1/n x Pu + W ; Pu : 주면마찰력(kN), W : 수중말뚝의 중량

W = π x (0.500² - 0.340²)/ 4 x (25.00-10.00) x 6.900

= 10.925 kN

Pa1 = 1/3.0 x 492.808 + 10.92! = 175.194 kN (평상시)

Pa2 = 1/2.0 x 492.808 + 10.92! = 257.329 kN (지진시)

라) 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	636.338	520.789	1730.000	175.194	0.K
	HINGE	632.096	525.031	1730.000	175.194	0.K
COMBO 2	FIX	697.240	418.313	1730.000	175.194	0.K
	HINGE	694.021	421.532	1730.000	175.194	0.K
COMBO 3	FIX	697.240	418.313	1730.000	175.194	0.K
	HINGE	694.021	421.532	1730.000	175.194	0.K
COMBO 4	FIX	1065.111	-58.920	2595.000	257.329	0.K
	HINGE	1040.222	-34.031	2595.000	257.329	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 : 7.00 m

이음개소수 : 0 개소

말뚝이음에 의한 허용응력 감소율 : 0.00%

장경비 (L/D) = 6.90/0.500 = 13.800 < 85 이므로 장경비에 따른 감소 없음.

따라서 허용응력의 총 감소율은 0.00% 적용

나) 말뚝의 휨응력 검토

허용 휨압축응력 fca = 28.000 MPa (평상시)

= 42.000 MPa (지진시)

허용 휨인장응력 fta = 0.000 MPa (평상시)

= -5.000 MPa (지진시)

f = fce ± M/Ze + V/Ae

= 4.104 ± M / 9906000.0 + V / 108500.0

구 분		V(kN)	M(kN.m)	fc	fca	ft	fta	비 고
COMBO 1	FIX	636.338	8.461	10.823	28.00	9.115	0.00	O.K
	HINGE	632.096	6.386	10.574	28.00	9.285	0.00	O.K
COMBO 2	FIX	697.240	6.422	11.178	28.00	9.882	0.00	O.K
	HINGE	694.021	6.386	11.145	28.00	9.856	0.00	O.K
COMBO 3	FIX	697.240	6.422	11.178	28.00	9.882	0.00	O.K
	HINGE	694.021	6.386	11.145	28.00	9.856	0.00	O.K
COMBO 4	FIX	1065.111	49.653	18.933	42.00	8.908	-5.00	O.K
	HINGE	1040.222	42.969	18.029	42.00	9.354	-5.00	O.K

다) 말뚝의 전단응력 검토

τsa = 0.850 MPa (평상시)

= 1.250 MPa (지진시)

τ = α x Ho / Ap

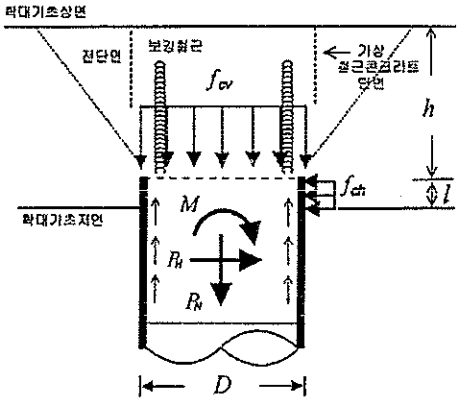
α = 4 x (D^2 + D×d + d^2) / (3 x (D^2 + d^2))

= 4 x (500.0^2 + 500.0×340.0 + 340.0^2) / (3 x (500.0^2 + 340.0^2))

= 1.953 : 전단형상계수

구 분		H(kN)	τ	τsa	비 고
COMBO 1	FIX	7.278	0.131	0.850	O.K
	HINGE	7.278	0.131	0.850	O.K
COMBO 2	FIX	7.278	0.131	0.850	O.K
	HINGE	7.278	0.131	0.850	O.K
COMBO 3	FIX	7.278	0.131	0.850	O.K
	HINGE	7.278	0.131	0.850	O.K
COMBO 4	FIX	59.290	1.067	1.250	O.K
	HINGE	59.290	1.067	1.250	O.K

6) 말뚝과 확대기초의 결합부 검토



① 압입력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수직지압응력

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

fck : 콘크리트의 설계기준강도(MPa)
PNmax : 상시와 지진시, 말뚝 머리에 작용하는 가장 큰 수직력(N)
D : 말뚝의 외경(mm)
fca : 상시,콘크리트의 허용지압응력 = 0.25fck (MPa), (해설표 참고)
fca' : 지진시, 콘크리트의 허용지압응력 = 1.33 × (0.25fck) (MPa)

-해설 표. 확대기초의 허용지압응력, fca(MPa)

설계기준강도 (fck,MPa)		21	24	27	30
허용지압응력 (fca,MPa)	상시 (fca)	5.25	6.00	6.75	7.50
	지진시 (fca')	6.98	7.98	8.98	9.98

* 수직지압응력(fcv) 검토 (상시)
fcv = 697240.4 / (π/4 x 500 ²)
= 3.551 MPa ≤ fca = 6.750 MPa ∴ O.K
* 수직지압응력(fcv) 검토 (지진시)
fcv = 1065110.8 / (π/4 x 500 ²)
= 5.425 MPa ≤ fca' = 8.978 MPa ∴ O.K

b. 확대기초 콘크리트의 압발전단응력

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

τa3 : 상시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) ,(해설표 참조)
τa3' : 지진시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) ,(해설표 참조)
h : 확대기초의 유효두께 (mm)

-해설 표. 확대기초의 허용수직압발전단응력, τa3(MPa)

콘크리트의 설계기준강도 fck		21	24	27	30
허용압발 전단응력	상시 (τa3)	0.85	0.90	0.95	1.00
	지진시 (τa3')	1.131	1.197	1.264	1.330

* 압발전단응력(τv) 검토 (상시)
τv = 697240.4 / {π x (500 + 2200) x 2200 }
= 0.037 MPa ≤ τa3 = 0.950 MPa ∴ O.K
* 압발전단응력(τv) 검토 (지진시)
τv = 1065110.8 / {π x (500 + 2200) x 2200 }
= 0.057 MPa ≤ τa3' = 1.264 MPa ∴ O.K

② 인발력에 대한 검토
원칙적으로 인발력에 대한 검토는 하지 않아도 된다. [도로교 설계기준 해설(하부구조편) P292]

③ 수평력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수평지압응력

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

PHmax : 상시와 지진시, 말뚝머리에 작용하는 최대 말뚝축직각방향력 (N)
l : 말뚝의 매입길이 = 100 mm

* 수평지압응력(fch) 검토 (상시)
fch = 7277.812 / (500 x 100)
= 0.146 MPa ≤ fca = 6.750 MPa ∴ O.K
* 수평지압응력(fch) 검토 (지진시)
fch = 59289.938 / (500 x 100)
= 1.186 MPa ≤ fca' = 8.978 MPa ∴ O.K

b. 확대기초 단부 말뚝에 대한 수평압발전단응력

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

h' : 수평방향의 압발전단에 저항하는 확대기초의 유효두께 (m)

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (상시)

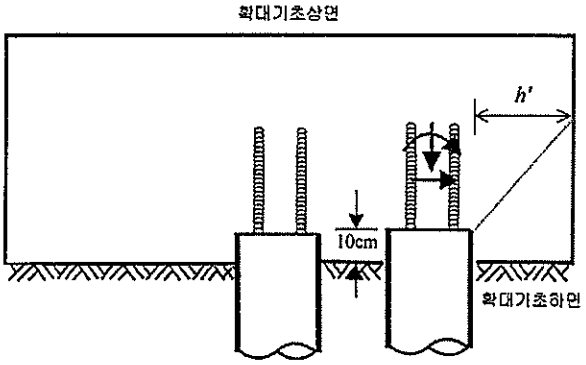
τh = 7277.812 / {395 x (200 + 500 + 790)}

= 0.012 MPa ≤ τa3 = 0.950 MPa ∴ O.K

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (지진시)

τh = 59289.938 / {395 x (200 + 500 + 790)}

= 0.101 MPa ≤ τa3' = 1.264 MPa ∴ O.K



④ 철근정착

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

fsa1 : 이형철근의 허용인장응력 (MPa) ,(해설표 참조)
Ast : 이형철근의 공칭단면적 (㎟) ,(해설표 참조)
U : 이형철근의 공칭둘레길이 (㎜)
τoa : 콘크리트의 허용부착응력 (MPa) ,(해설표 참조)
d1 : 이형철근의 공칭지름 (㎜)

- 해설 표. 이형철근의 허용응력, fsa1 (MPa)

철근의 종류	SD30	SD35	SD40
인장 및 압축응력	150	175	180

- 해설 표. 이형철근의 표준치수

철근의 종류, D(㎜)	D19	D22	D25	D29	D32
공칭지름, d1(㎜)	19.1	22.2	25.4	28.6	31.8
공칭단면적, Ast(㎟)	286.5	387.1	506.7	642.4	794.2
공칭둘레, U(㎜)	60.0	70.0	80.0	90.0	100.0

- 해설 표. 콘크리트의 허용부착응력, τoa (MPa)

콘크리트의 설계기준강도 (fck)	21.0	24.0	27.0	30.0
이형철근과 콘크리트의 허용부착응력 (τoa)	1.4	1.6	1.7	1.8

* 철근의 정착길이

일반적으로, Lo ≥ Lomin = 35d1 로 하는 것이 좋다. Lomin = 35 x 19.1 = 668.5 ㎜

Lo = 150.000 x 286.500 / (1.700 x 60.000) = 421.324 (≤ 668.500)
= 668.5 (㎜)

이때, 정착길이는 다음을 만족하여야 한다.

L ≥ Lo + D/2 = 668.5 + 500/2 = 918.5 ㎜

⑤ 확대기초 속에 말뚝머리부분의 매입길이는 최소한 100 ㎜로 한다.

⑥ 연직 지압강도에 대한 검토 (콘·설·해 6.8 지압강도)

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

A1 : 재하면적 (㎟)

A2 : 지지면적 (㎟)

* 연직지압강도

ϕVn = 0.700 x (0.85 x 27.0 x 196349.5)

= 3154355.374 N ≥ PNmax = 968887.234 N ∴ O.K

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)

bp : π × (말뚝직경 + d)

* PUNCHING 전단강도

ϕVn = 0.800 x (⅓ x √27.0 x 8325.2 x 2150)

= 24801892.507 N ≥ PNmax = 968887.234 N ∴ O.K

14. PILE 교축방향 검토

1) 설계조건

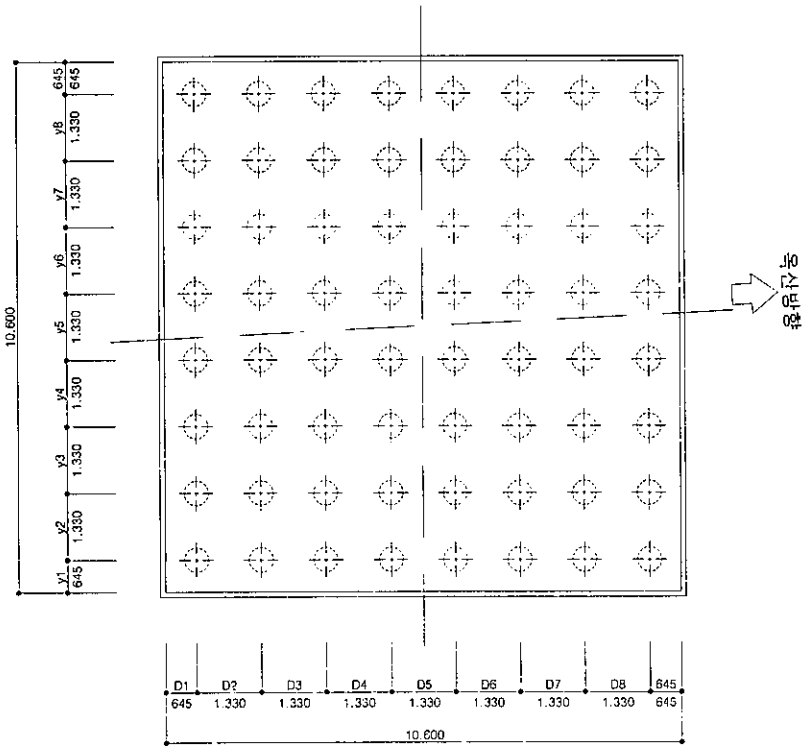
① 말뚝의 제원

말뚝 종류	직경(mm)	두께(mm)	종별	길이(m)
내부굴착PC.PHC말뚝	500	80	A	6,900

※ 말뚝길이는 기초평면에 묻힌 100mm는 제외한 길이로 계산한다.

콘크리트 설계기준강도 fck = 80.0 MPa
콘크리트 탄성계수 Ep = 40000.0 MPa
유효프리스트레스 fce = 4.1 MPa
콘크리트 환산단면적 Ae = 0.109 m^2
환산 단면2차모멘트 Ie = 0.0025 m^4
환산 단면계수 Ze = 0.0099 m^3
말뚝 머리의 평균 N치 N = 10
말뚝 선단의 평균 N치 N = 50
말뚝 선단의 근입깊이 Df = 1.0 m
원지반으로부터 돌출된 길이 h = 0.0 m

② 말뚝의 배치



2) 말뚝도심에서의 작용하중

구 분		Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	비 고
사용하중	COMBO 1	37028.069	96.764	1480.077	SVB05
	COMBO 2	32198.111	193.529	2579.929	SVB04
	COMBO 3	32198.111	193.529	2579.929	SVB26
	COMBO 4	32198.111	4066.000	61072.047	SVB22
계수하중	COMBO 1	52241.954	0.000	468.986	ULB01
	COMBO 2	41857.545	251.587	3353.909	ULB04
	COMBO 3	28833.469	232.234	3015.589	UEB26
	COMBO 4	32198.111	4066.000	61072.047	ULB22

3) 말뚝의 특성치 계산

① 말뚝의 축방향 스프링정수

Ap = Ae = 0.1085 m² ; 말뚝의 환산단면적

a = 0.010 x (L/D) + 0.36 = 0.498

Kv = a x Ap x Ep / L = 313234.783 kN/m ; 말뚝의 축방향 스프링정수

② 말뚝의 축직각방향 스프링정수

: 1/β 가정된 값이 계산된 값과 일치할 때까지 반복 계산

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

α = 1 (평상시), 2 (지진시)

Eo = 1200 x N = 1200 x 10 = 12000 kN/m²

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

가) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 평상시

가정된 1/β (m)	계산치 1/β (m)	Kh(kN/m³)
0.500	2.322	27269.26
2.322	2.681	15331.97
2.681	2.718	14526.25
2.718	2.721	14452.92
2.721	2.722	14446.06
2.722	2.722	14445.42
2.722	2.722	14445.36

Kh = 14445.35 kN/m³

β = 0.367 m-1

βL = 0.367 x 6.9000 = 2.535 < 3 ∴ 유한장 말뚝으로 설계한다.

나) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 지진시

가정된 1/β (m)	계산치 1/β (m)	Kh(kN/m³)
0.500	1.952	54538.53
1.952	2.218	32722.73
2.218	2.245	31192.54
2.245	2.248	31052.80
2.248	2.248	31039.74
2.248	2.248	31038.51
2.248	2.248	31038.40

Kh = 31038.39 kN/m³

β = 0.445 m-1

βL = 0.445 x 6.9000 = 3.069 ≥ 3 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

4) 말뚝의 변위 및 부재력

① 말뚝머리 고정일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	19657.232	34885.956	$4EI\beta^3$	kN/m
K2	26749.559	39210.478	$2EI\beta^2$	kN/rad
K3	26749.559	39210.478	$2EI\beta^2$	kN/rad
K4	72801.594	88142.151	$2EI\beta$	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	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	1258062.8	2232701.2
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{(K_v - K_1)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	-1711971.8	-2509470.6
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	20047026.1	20047026.1
Aya,Aay	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i + K_2\sin\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	190830520.3	191812316.0
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		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)		δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	0.0000886	0.0018471	0.0000086	COMBO 1	0.0000034	0.0026060	0.0000025
COMBO 2	0.0001744	0.0016061	0.0000151	COMBO 2	0.0002267	0.0020880	0.0000196
COMBO 3	0.0001744	0.0016061	0.0000151	COMBO 3	0.0002086	0.0014383	0.0000177
COMBO 4	0.0022115	0.0016061	0.0003473	COMBO 4	0.0022115	0.0016061	0.0003473

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 2.211 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ O.K

다) 말뚝의 작용력과 말뚝머리에서의 반력

▣ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

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

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

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0000886	0.0018869	0.0000086	591.031	1.512	-1.746
	2	0.0000886	0.0018755	0.0000086	587.469	1.512	-1.746
	3	0.0000886	0.0018641	0.0000086	583.907	1.512	-1.746
	4	0.0000886	0.0018527	0.0000086	580.345	1.512	-1.746
	5	0.0000886	0.0018414	0.0000086	576.783	1.512	-1.746
	6	0.0000886	0.0018300	0.0000086	573.220	1.512	-1.746
	7	0.0000886	0.0018186	0.0000086	569.658	1.512	-1.746
	8	0.0000886	0.0018073	0.0000086	566.096	1.512	-1.746
COMBO 2	1	0.0001744	0.0016763	0.0000151	525.089	3.024	-3.566
	2	0.0001744	0.0016563	0.0000151	518.805	3.024	-3.566
	3	0.0001744	0.0016362	0.0000151	512.521	3.024	-3.566
	4	0.0001744	0.0016162	0.0000151	506.237	3.024	-3.566
	5	0.0001744	0.0015961	0.0000151	499.954	3.024	-3.566
	6	0.0001744	0.0015760	0.0000151	493.670	3.024	-3.566
	7	0.0001744	0.0015560	0.0000151	487.386	3.024	-3.566
	8	0.0001744	0.0015359	0.0000151	481.102	3.024	-3.566
COMBO 3	1	0.0001744	0.0016763	0.0000151	525.089	3.024	-3.566
	2	0.0001744	0.0016563	0.0000151	518.805	3.024	-3.566
	3	0.0001744	0.0016362	0.0000151	512.521	3.024	-3.566
	4	0.0001744	0.0016162	0.0000151	506.237	3.024	-3.566
	5	0.0001744	0.0015961	0.0000151	499.954	3.024	-3.566
	6	0.0001744	0.0015760	0.0000151	493.670	3.024	-3.566
	7	0.0001744	0.0015560	0.0000151	487.386	3.024	-3.566
	8	0.0001744	0.0015359	0.0000151	481.102	3.024	-3.566
COMBO 4	1	0.0022115	0.0032229	0.0003473	1009.537	63.531	-56.100
	2	0.0022115	0.0027610	0.0003473	864.839	63.531	-56.100
	3	0.0022115	0.0022990	0.0003473	720.142	63.531	-56.100
	4	0.0022115	0.0018371	0.0003473	575.444	63.531	-56.100
	5	0.0022115	0.0013752	0.0003473	430.747	63.531	-56.100
	6	0.0022115	0.0009132	0.0003473	286.049	63.531	-56.100
	7	0.0022115	0.0004513	0.0003473	141.352	63.531	-56.100
	8	0.0022115	-0.0000107	0.0003473	-3.346	63.531	-56.100

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0000034	0.0026176	0.0000025	819.908	0.000	0.091
	2	0.0000034	0.0026142	0.0000025	818.872	0.000	0.091
	3	0.0000034	0.0026109	0.0000025	817.835	0.000	0.091
	4	0.0000034	0.0026076	0.0000025	816.799	0.000	0.091
	5	0.0000034	0.0026043	0.0000025	815.762	0.000	0.091
	6	0.0000034	0.0026010	0.0000025	814.726	0.000	0.091
	7	0.0000034	0.0025977	0.0000025	813.689	0.000	0.091
	8	0.0000034	0.0025944	0.0000025	812.653	0.000	0.091
COMBO 2	1	0.0002267	0.0021792	0.0000196	682.616	3.931	-4.636
	2	0.0002267	0.0021532	0.0000196	674.447	3.931	-4.636
	3	0.0002267	0.0021271	0.0000196	666.278	3.931	-4.636
	4	0.0002267	0.0021010	0.0000196	658.109	3.931	-4.636
	5	0.0002267	0.0020749	0.0000196	649.940	3.931	-4.636
	6	0.0002267	0.0020488	0.0000196	641.771	3.931	-4.636
	7	0.0002267	0.0020228	0.0000196	633.602	3.931	-4.636
	8	0.0002267	0.0019967	0.0000196	625.432	3.931	-4.636
COMBO 3	1	0.0002086	0.0015206	0.0000177	476.294	3.629	-4.295
	2	0.0002086	0.0014971	0.0000177	468.931	3.629	-4.295
	3	0.0002086	0.0014736	0.0000177	461.568	3.629	-4.295
	4	0.0002086	0.0014500	0.0000177	454.205	3.629	-4.295
	5	0.0002086	0.0014265	0.0000177	446.841	3.629	-4.295
	6	0.0002086	0.0014030	0.0000177	439.478	3.629	-4.295
	7	0.0002086	0.0013795	0.0000177	432.115	3.629	-4.295
	8	0.0002086	0.0013560	0.0000177	424.752	3.629	-4.295
COMBO 4	1	0.0022115	0.0032229	0.0003473	1009.537	63.531	-56.100
	2	0.0022115	0.0027610	0.0003473	864.839	63.531	-56.100
	3	0.0022115	0.0022990	0.0003473	720.142	63.531	-56.100
	4	0.0022115	0.0018371	0.0003473	575.444	63.531	-56.100
	5	0.0022115	0.0013752	0.0003473	430.747	63.531	-56.100
	6	0.0022115	0.0009132	0.0003473	286.049	63.531	-56.100
	7	0.0022115	0.0004513	0.0003473	141.352	63.531	-56.100
	8	0.0022115	-0.0000107	0.0003473	-3.346	63.531	-56.100

▣ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

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

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

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

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	4.655	0	591.031	1.512	-1.746	8
	2	3.325	0	587.469	1.512	-1.746	8
	3	1.995	0	583.907	1.512	-1.746	8
	4	0.665	0	580.345	1.512	-1.746	8
	5	-0.665	0	576.783	1.512	-1.746	8
	6	-1.995	0	573.220	1.512	-1.746	8
	7	-3.325	0	569.658	1.512	-1.746	8
	8	-4.655	0	566.096	1.512	-1.746	8
	계			37028.069	96.764	1480.077	64
COMBO 2	1	4.655	0	525.089	3.024	-3.566	8
	2	3.325	0	518.805	3.024	-3.566	8
	3	1.995	0	512.521	3.024	-3.566	8
	4	0.665	0	506.237	3.024	-3.566	8
	5	-0.665	0	499.954	3.024	-3.566	8
	6	-1.995	0	493.670	3.024	-3.566	8
	7	-3.325	0	487.386	3.024	-3.566	8
	8	-4.655	0	481.102	3.024	-3.566	8
	계			32198.111	193.529	2579.929	64
COMBO 3	1	4.655	0	525.089	3.024	-3.566	8
	2	3.325	0	518.805	3.024	-3.566	8
	3	1.995	0	512.521	3.024	-3.566	8
	4	0.665	0	506.237	3.024	-3.566	8
	5	-0.665	0	499.954	3.024	-3.566	8
	6	-1.995	0	493.670	3.024	-3.566	8
	7	-3.325	0	487.386	3.024	-3.566	8
	8	-4.655	0	481.102	3.024	-3.566	8
	계			32198.111	193.529	2579.929	64
COMBO 4	1	4.655	0	1009.537	63.531	-56.100	8
	2	3.325	0	864.839	63.531	-56.100	8
	3	1.995	0	720.142	63.531	-56.100	8
	4	0.665	0	575.444	63.531	-56.100	8
	5	-0.665	0	430.747	63.531	-56.100	8
	6	-1.995	0	286.049	63.531	-56.100	8
	7	-3.325	0	141.352	63.531	-56.100	8
	8	-4.655	0	-3.346	63.531	-56.100	8
	계			32198.111	4066.000	61072.047	64

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	4.655	0	819.908	0.000	0.091	8
	2	3.325	0	818.872	0.000	0.091	8
	3	1.995	0	817.835	0.000	0.091	8
	4	0.665	0	816.799	0.000	0.091	8
	5	-0.665	0	815.762	0.000	0.091	8
	6	-1.995	0	814.726	0.000	0.091	8
	7	-3.325	0	813.689	0.000	0.091	8
	8	-4.655	0	812.653	0.000	0.091	8
	계			52241.954	0.000	468.986	64
COMBO 2	1	4.655	0	682.616	3.931	-4.636	8
	2	3.325	0	674.447	3.931	-4.636	8
	3	1.995	0	666.278	3.931	-4.636	8
	4	0.665	0	658.109	3.931	-4.636	8
	5	-0.665	0	649.940	3.931	-4.636	8
	6	-1.995	0	641.771	3.931	-4.636	8
	7	-3.325	0	633.602	3.931	-4.636	8
	8	-4.655	0	625.432	3.931	-4.636	8
	계			41857.545	251.587	3353.909	64
COMBO 3	1	4.655	0	476.294	3.629	-4.295	8
	2	3.325	0	468.931	3.629	-4.295	8
	3	1.995	0	461.568	3.629	-4.295	8
	4	0.665	0	454.205	3.629	-4.295	8
	5	-0.665	0	446.841	3.629	-4.295	8
	6	-1.995	0	439.478	3.629	-4.295	8
	7	-3.325	0	432.115	3.629	-4.295	8
	8	-4.655	0	424.752	3.629	-4.295	8
	계			28833.469	232.234	3015.589	64
COMBO 4	1	4.655	0	1009.537	63.531	-56.100	8
	2	3.325	0	864.839	63.531	-56.100	8
	3	1.995	0	720.142	63.531	-56.100	8
	4	0.665	0	575.444	63.531	-56.100	8
	5	-0.665	0	430.747	63.531	-56.100	8
	6	-1.995	0	286.049	63.531	-56.100	8
	7	-3.325	0	141.352	63.531	-56.100	8
	8	-4.655	0	-3.346	63.531	-56.100	8
	계			32198.111	4066.000	61072.047	64

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : SVB05

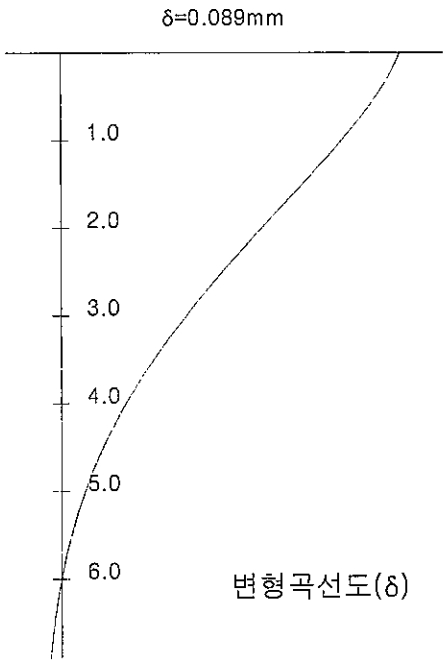
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

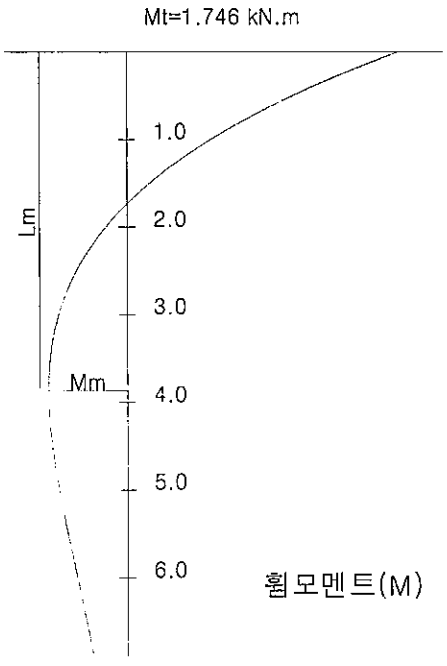
- 최대모멘트 및 깊이 : -0.503 kN.m, 3.866 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.089 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.089 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	1.746	-1.512	0.089	
0.460	1.117	-1.226	0.083	
0.920	0.615	-0.963	0.075	
1.380	0.227	-0.729	0.066	
1.840	-0.061	-0.527	0.056	
2.300	-0.263	-0.358	0.046	
2.760	-0.395	-0.219	0.037	
3.220	-0.470	-0.110	0.029	
3.680	-0.500	-0.027	0.021	
4.140	-0.498	0.034	0.015	
4.600	-0.472	0.075	0.010	
5.060	-0.431	0.101	0.006	
5.520	-0.381	0.115	0.003	
5.980	-0.327	0.119	0.000	
6.440	-0.273	0.116	-0.002	
6.900	-0.221	0.109	-0.003	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉡ COMBO 2 : SVB04

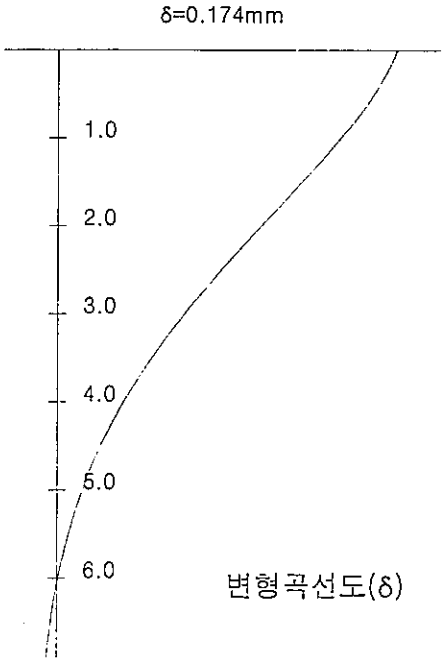
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

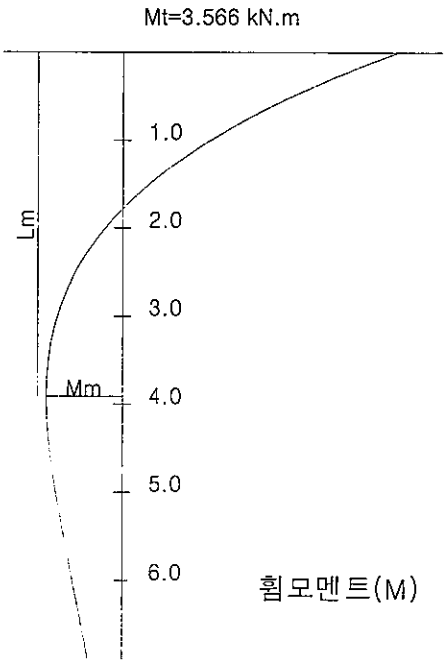
- 최대모멘트 및 깊이 : -0.985 kN.m, 3.914 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.174 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.174 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN·m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	3.566	-3.024	0.174	
0.460	2.306	-2.460	0.164	
0.920	1.296	-1.939	0.149	
1.380	0.513	-1.474	0.131	
1.840	-0.070	-1.071	0.112	
2.300	-0.482	-0.732	0.093	
2.760	-0.753	-0.455	0.074	
3.220	-0.910	-0.236	0.058	
3.680	-0.978	-0.068	0.043	
4.140	-0.979	0.055	0.031	
4.600	-0.933	0.140	0.021	
5.060	-0.855	0.194	0.012	
5.520	-0.758	0.223	0.006	
5.980	-0.652	0.233	0.001	
6.440	-0.545	0.229	-0.003	
6.900	-0.443	0.215	-0.005	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉯ COMBO 3 : SVB26

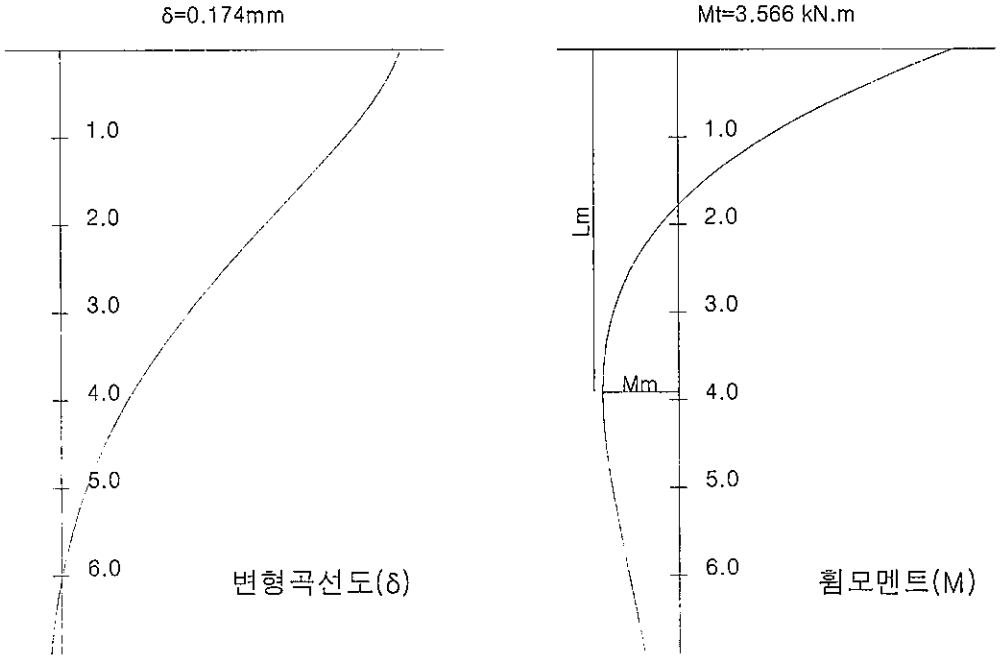
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -0.985 kN.m, 3.914 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.174 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.174 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	3.566	-3.024	0.174	
0.460	2.306	-2.460	0.164	
0.920	1.296	-1.939	0.149	
1.380	0.513	-1.474	0.131	
1.840	-0.070	-1.071	0.112	
2.300	-0.482	-0.732	0.093	
2.760	-0.753	-0.455	0.074	
3.220	-0.910	-0.236	0.058	
3.680	-0.978	-0.068	0.043	
4.140	-0.979	0.055	0.031	
4.600	-0.933	0.140	0.021	
5.060	-0.855	0.194	0.012	
5.520	-0.758	0.223	0.006	
5.980	-0.652	0.233	0.001	
6.440	-0.545	0.229	-0.003	
6.900	-0.443	0.215	-0.005	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉲ COMBO 4 : SVB22

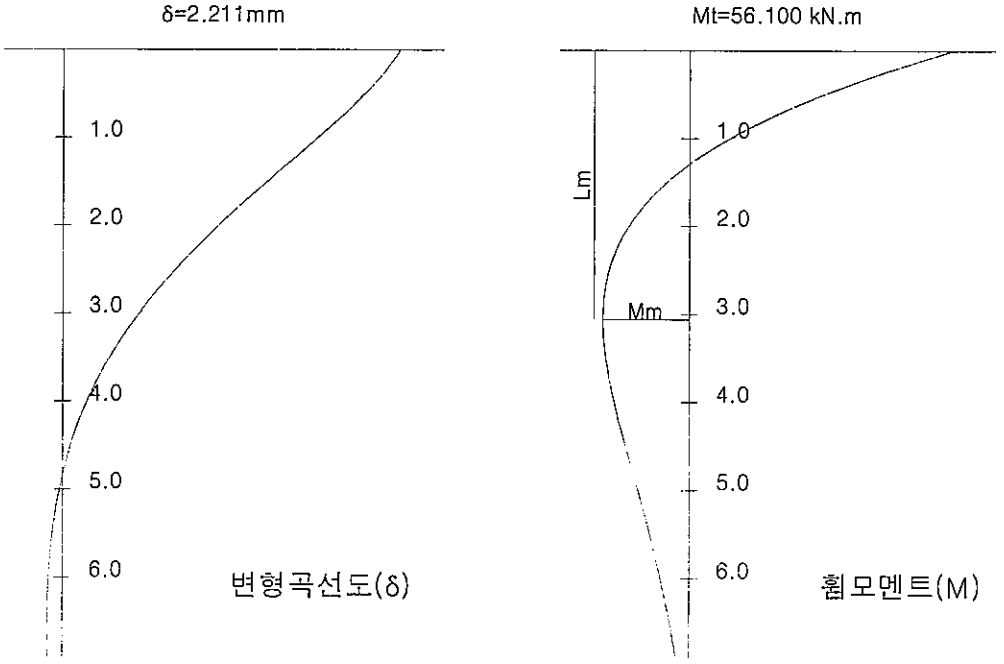
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -18.751 kN.m, 3.056 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.211 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.211 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	56.100	-63.531	2.211	
0.460	30.404	-48.439	2.002	
0.920	11.264	-35.110	1.726	
1.380	-2.217	-23.861	1.424	
1.840	-11.019	-14.761	1.127	
2.300	-16.112	-7.711	0.853	
2.760	-18.395	-2.502	0.613	
3.220	-18.656	1.128	0.411	
3.680	-17.556	3.462	0.249	
4.140	-15.627	4.776	0.125	
4.600	-13.279	5.323	0.034	
5.060	-10.814	5.322	-0.029	
5.520	-8.439	4.959	-0.069	
5.980	-6.285	4.379	-0.091	
6.440	-4.426	3.695	-0.099	
6.900	-2.889	2.989	-0.098	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 2 : ULB04

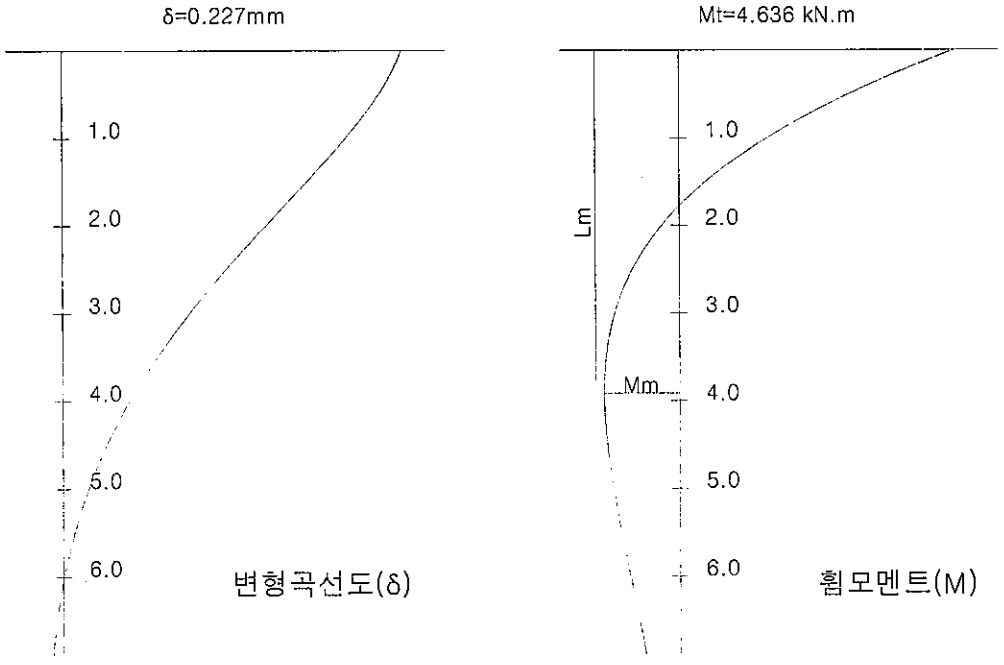
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -1.281 kN.m, 3.914 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.227 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.227 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	4.636	-3.931	0.227	
0.460	2.998	-3.198	0.213	
0.920	1.685	-2.521	0.193	
1.380	0.667	-1.916	0.170	
1.840	-0.091	-1.393	0.145	
2.300	-0.627	-0.952	0.120	
2.760	-0.979	-0.592	0.097	
3.220	-1.183	-0.306	0.075	
3.680	-1.271	-0.088	0.056	
4.140	-1.273	0.072	0.040	
4.600	-1.212	0.182	0.027	
5.060	-1.111	0.253	0.016	
5.520	-0.985	0.290	0.007	
5.980	-0.848	0.303	0.001	
6.440	-0.709	0.298	-0.004	
6.900	-0.576	0.280	-0.007	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 3 : UEB26

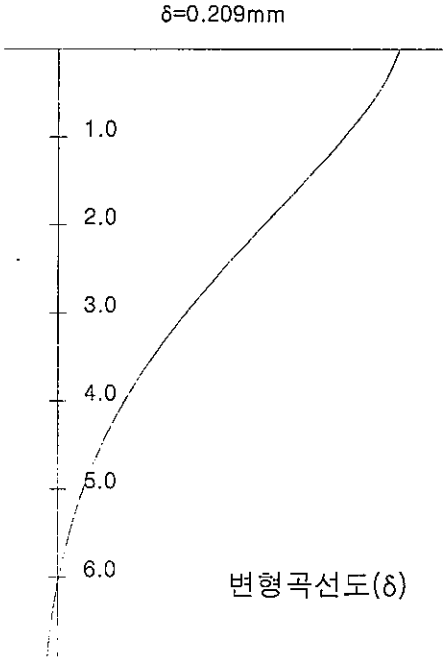
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

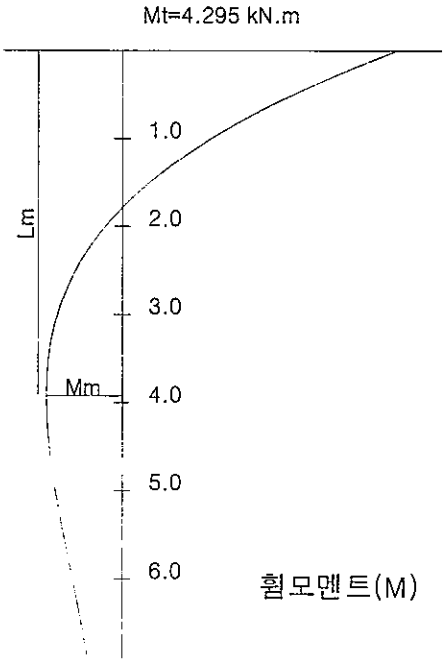
- 최대모멘트 및 깊이 : -1.178 kN.m, 3.922 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.209 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.209 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	4.295	-3.629	0.209	
0.460	2.782	-2.954	0.196	
0.920	1.569	-2.330	0.178	
1.380	0.629	-1.772	0.157	
1.840	-0.072	-1.289	0.134	
2.300	-0.569	-0.882	0.111	
2.760	-0.896	-0.550	0.089	
3.220	-1.085	-0.286	0.070	
3.680	-1.168	-0.084	0.052	
4.140	-1.171	0.064	0.037	
4.600	-1.117	0.166	0.025	
5.060	-1.024	0.231	0.015	
5.520	-0.908	0.267	0.007	
5.980	-0.782	0.279	0.001	
6.440	-0.654	0.274	-0.003	
6.900	-0.532	0.258	-0.006	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉣ COMBO 4 : ULB22

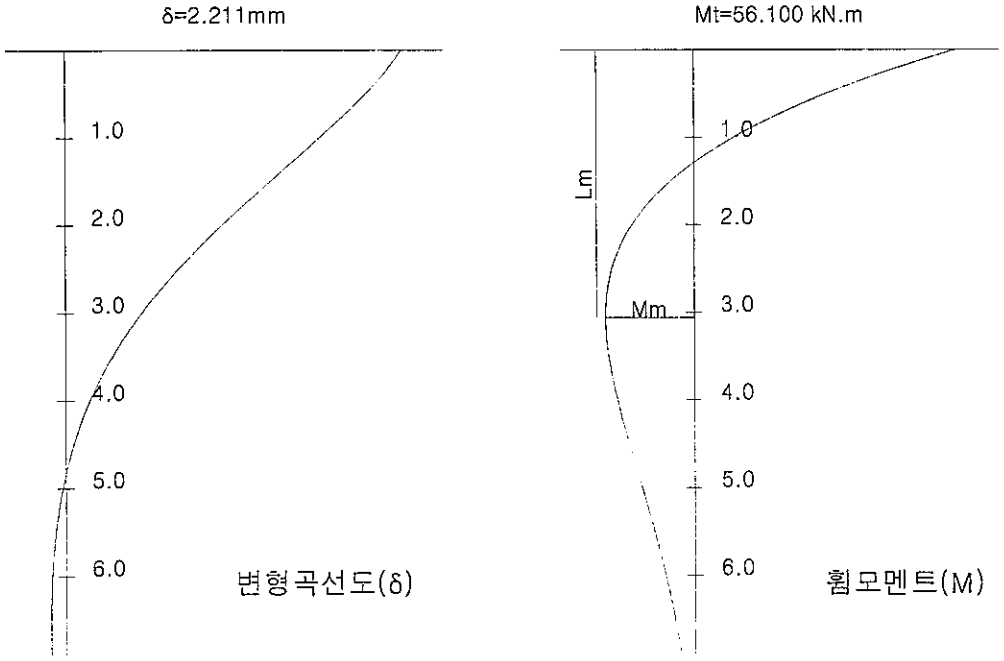
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -18.751 kN.m, 3.056 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.211 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.211 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	56.100	-63.531	2.211	
0.460	30.404	-48.439	2.002	
0.920	11.264	-35.110	1.726	
1.380	-2.217	-23.861	1.424	
1.840	-11.019	-14.761	1.127	
2.300	-16.112	-7.711	0.853	
2.760	-18.395	-2.502	0.613	
3.220	-18.656	1.128	0.411	
3.680	-17.556	3.462	0.249	
4.140	-15.627	4.776	0.125	
4.600	-13.279	5.323	0.034	
5.060	-10.814	5.322	-0.029	
5.520	-8.439	4.959	-0.069	
5.980	-6.285	4.379	-0.091	
6.440	-4.426	3.695	-0.099	
6.900	-2.889	2.989	-0.098	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



② 말뚝머리 힌지일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	9828.616	17442.978	$2EI\beta^3$	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	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	629031.4	1116350.6
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{(K_v - K_1)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	20047026.1	20047026.1
Aya,Aay	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i + K_2\sin\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2 + K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	186171218.3	186171218.3
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		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)		δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	0.0001538	0.0018471	0.0000080	COMBO 1	0.0000000	0.0026060	0.0000025
COMBO 2	0.0003077	0.0016061	0.0000139	COMBO 2	0.0004000	0.0020880	0.0000180
COMBO 3	0.0003077	0.0016061	0.0000139	COMBO 3	0.0003692	0.0014383	0.0000162
COMBO 4	0.0036422	0.0016061	0.0003280	COMBO 4	0.0036422	0.0016061	0.0003280

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 3.642 ㎜ ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 ㎜ ∴ O.K

다) 말뚝의 작용력과 말뚝머리에서의 반력

▣ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

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

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

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0001538	0.0018841	0.0000080	590.156	1.512	0.000
	2	0.0001538	0.0018735	0.0000080	586.844	1.512	0.000
	3	0.0001538	0.0018629	0.0000080	583.532	1.512	0.000
	4	0.0001538	0.0018523	0.0000080	580.220	1.512	0.000
	5	0.0001538	0.0018418	0.0000080	576.908	1.512	0.000
	6	0.0001538	0.0018312	0.0000080	573.596	1.512	0.000
	7	0.0001538	0.0018206	0.0000080	570.284	1.512	0.000
	8	0.0001538	0.0018101	0.0000080	566.971	1.512	0.000
COMBO 2	1	0.0003077	0.0016706	0.0000139	523.302	3.024	0.000
	2	0.0003077	0.0016522	0.0000139	517.528	3.024	0.000
	3	0.0003077	0.0016338	0.0000139	511.755	3.024	0.000
	4	0.0003077	0.0016153	0.0000139	505.982	3.024	0.000
	5	0.0003077	0.0015969	0.0000139	500.209	3.024	0.000
	6	0.0003077	0.0015785	0.0000139	494.436	3.024	0.000
	7	0.0003077	0.0015601	0.0000139	488.662	3.024	0.000
	8	0.0003077	0.0015416	0.0000139	482.889	3.024	0.000
COMBO 3	1	0.0003077	0.0016706	0.0000139	523.302	3.024	0.000
	2	0.0003077	0.0016522	0.0000139	517.528	3.024	0.000
	3	0.0003077	0.0016338	0.0000139	511.755	3.024	0.000
	4	0.0003077	0.0016153	0.0000139	505.982	3.024	0.000
	5	0.0003077	0.0015969	0.0000139	500.209	3.024	0.000
	6	0.0003077	0.0015785	0.0000139	494.436	3.024	0.000
	7	0.0003077	0.0015601	0.0000139	488.662	3.024	0.000
	8	0.0003077	0.0015416	0.0000139	482.889	3.024	0.000
COMBO 4	1	0.0036422	0.0031332	0.0003280	981.417	63.531	0.000
	2	0.0036422	0.0026969	0.0003280	844.753	63.531	0.000
	3	0.0036422	0.0022606	0.0003280	708.090	63.531	0.000
	4	0.0036422	0.0018243	0.0003280	571.427	63.531	0.000
	5	0.0036422	0.0013880	0.0003280	434.764	63.531	0.000
	6	0.0036422	0.0009517	0.0003280	298.101	63.531	0.000
	7	0.0036422	0.0005154	0.0003280	161.438	63.531	0.000
	8	0.0036422	0.0000791	0.0003280	24.774	63.531	0.000

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0000000	0.0026177	0.0000025	819.954	0.000	0.000
	2	0.0000000	0.0026143	0.0000025	818.904	0.000	0.000
	3	0.0000000	0.0026110	0.0000025	817.855	0.000	0.000
	4	0.0000000	0.0026076	0.0000025	816.805	0.000	0.000
	5	0.0000000	0.0026043	0.0000025	815.756	0.000	0.000
	6	0.0000000	0.0026009	0.0000025	814.706	0.000	0.000
	7	0.0000000	0.0025976	0.0000025	813.657	0.000	0.000
	8	0.0000000	0.0025942	0.0000025	812.607	0.000	0.000
COMBO 2	1	0.0004000	0.0021718	0.0000180	680.292	3.931	0.000
	2	0.0004000	0.0021479	0.0000180	672.787	3.931	0.000
	3	0.0004000	0.0021239	0.0000180	665.282	3.931	0.000
	4	0.0004000	0.0020999	0.0000180	657.777	3.931	0.000
	5	0.0004000	0.0020760	0.0000180	650.272	3.931	0.000
	6	0.0004000	0.0020520	0.0000180	642.766	3.931	0.000
	7	0.0004000	0.0020281	0.0000180	635.261	3.931	0.000
	8	0.0004000	0.0020041	0.0000180	627.756	3.931	0.000
COMBO 3	1	0.0003692	0.0015137	0.0000162	474.141	3.629	0.000
	2	0.0003692	0.0014921	0.0000162	467.393	3.629	0.000
	3	0.0003692	0.0014706	0.0000162	460.645	3.629	0.000
	4	0.0003692	0.0014491	0.0000162	453.897	3.629	0.000
	5	0.0003692	0.0014275	0.0000162	447.149	3.629	0.000
	6	0.0003692	0.0014060	0.0000162	440.401	3.629	0.000
	7	0.0003692	0.0013844	0.0000162	433.653	3.629	0.000
	8	0.0003692	0.0013629	0.0000162	426.905	3.629	0.000
COMBO 4	1	0.0036422	0.0031332	0.0003280	981.417	63.531	0.000
	2	0.0036422	0.0026969	0.0003280	844.753	63.531	0.000
	3	0.0036422	0.0022606	0.0003280	708.090	63.531	0.000
	4	0.0036422	0.0018243	0.0003280	571.427	63.531	0.000
	5	0.0036422	0.0013880	0.0003280	434.764	63.531	0.000
	6	0.0036422	0.0009517	0.0003280	298.101	63.531	0.000
	7	0.0036422	0.0005154	0.0003280	161.438	63.531	0.000
	8	0.0036422	0.0000791	0.0003280	24.774	63.531	0.000

▣ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

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

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

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

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	4.655	0	590.156	1.512	0.000	8
	2	3.325	0	586.844	1.512	0.000	8
	3	1.995	0	583.532	1.512	0.000	8
	4	0.665	0	580.220	1.512	0.000	8
	5	-0.665	0	576.908	1.512	0.000	8
	6	-1.995	0	573.596	1.512	0.000	8
	7	-3.325	0	570.284	1.512	0.000	8
	8	-4.655	0	566.971	1.512	0.000	8
	계			37028.069	96.764	0.000	64
COMBO 2	1	4.655	0	523.302	3.024	0.000	8
	2	3.325	0	517.528	3.024	0.000	8
	3	1.995	0	511.755	3.024	0.000	8
	4	0.665	0	505.982	3.024	0.000	8
	5	-0.665	0	500.209	3.024	0.000	8
	6	-1.995	0	494.436	3.024	0.000	8
	7	-3.325	0	488.662	3.024	0.000	8
	8	-4.655	0	482.889	3.024	0.000	8
	계			32198.111	193.529	0.000	64
COMBO 3	1	4.655	0	523.302	3.024	0.000	8
	2	3.325	0	517.528	3.024	0.000	8
	3	1.995	0	511.755	3.024	0.000	8
	4	0.665	0	505.982	3.024	0.000	8
	5	-0.665	0	500.209	3.024	0.000	8
	6	-1.995	0	494.436	3.024	0.000	8
	7	-3.325	0	488.662	3.024	0.000	8
	8	-4.655	0	482.889	3.024	0.000	8
	계			32198.111	193.529	0.000	64
COMBO 4	1	4.655	0	981.417	63.531	0.000	8
	2	3.325	0	844.753	63.531	0.000	8
	3	1.995	0	708.090	63.531	0.000	8
	4	0.665	0	571.427	63.531	0.000	8
	5	-0.665	0	434.764	63.531	0.000	8
	6	-1.995	0	298.101	63.531	0.000	8
	7	-3.325	0	161.438	63.531	0.000	8
	8	-4.655	0	24.774	63.531	0.000	8
	계			32198.111	4066.000	0.000	64

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	4.655	0	819.954	0.000	0.000	8
	2	3.325	0	818.904	0.000	0.000	8
	3	1.995	0	817.855	0.000	0.000	8
	4	0.665	0	816.805	0.000	0.000	8
	5	-0.665	0	815.756	0.000	0.000	8
	6	-1.995	0	814.706	0.000	0.000	8
	7	-3.325	0	813.657	0.000	0.000	8
	8	-4.655	0	812.607	0.000	0.000	8
	계			52241.954	0.000	0.000	64
COMBO 2	1	4.655	0	680.292	3.931	0.000	8
	2	3.325	0	672.787	3.931	0.000	8
	3	1.995	0	665.282	3.931	0.000	8
	4	0.665	0	657.777	3.931	0.000	8
	5	-0.665	0	650.272	3.931	0.000	8
	6	-1.995	0	642.766	3.931	0.000	8
	7	-3.325	0	635.261	3.931	0.000	8
	8	-4.655	0	627.756	3.931	0.000	8
	계			41857.545	251.587	0.000	64
COMBO 3	1	4.655	0	474.141	3.629	0.000	8
	2	3.325	0	467.393	3.629	0.000	8
	3	1.995	0	460.645	3.629	0.000	8
	4	0.665	0	453.897	3.629	0.000	8
	5	-0.665	0	447.149	3.629	0.000	8
	6	-1.995	0	440.401	3.629	0.000	8
	7	-3.325	0	433.653	3.629	0.000	8
	8	-4.655	0	426.905	3.629	0.000	8
	계			28833.469	232.234	0.000	64
COMBO 4	1	4.655	0	981.417	63.531	0.000	8
	2	3.325	0	844.753	63.531	0.000	8
	3	1.995	0	708.090	63.531	0.000	8
	4	0.665	0	571.427	63.531	0.000	8
	5	-0.665	0	434.764	63.531	0.000	8
	6	-1.995	0	298.101	63.531	0.000	8
	7	-3.325	0	161.438	63.531	0.000	8
	8	-4.655	0	24.774	63.531	0.000	8
	계			32198.111	4066.000	0.000	64

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : SVB05

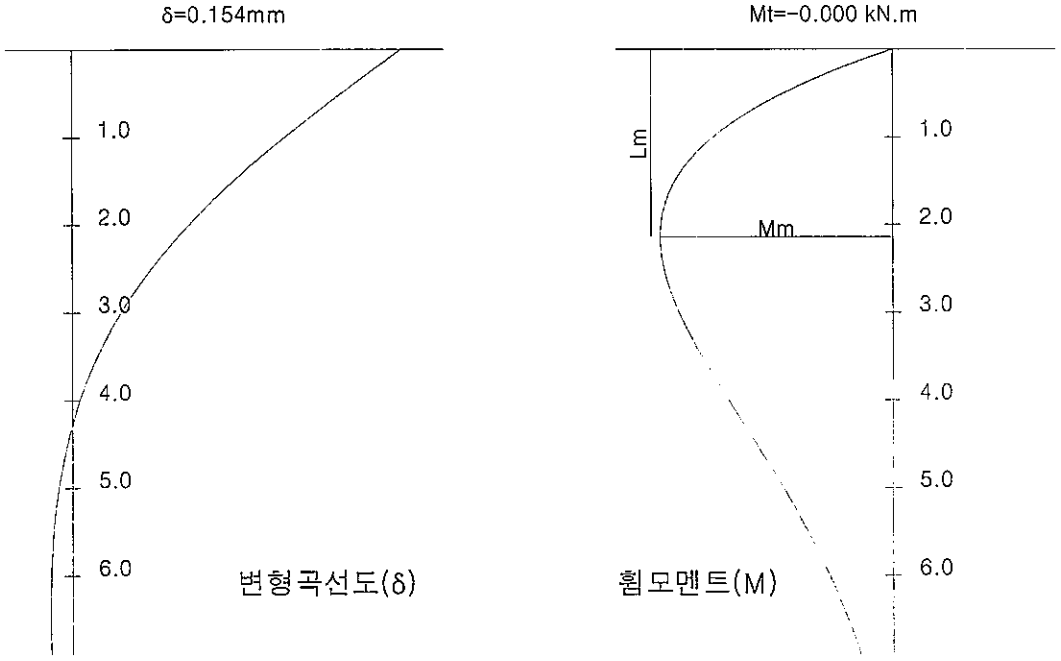
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -1.327 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.154 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.154 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-1.512	0.154	
0.460	-0.585	-1.044	0.128	
0.920	-0.973	-0.660	0.103	
1.380	-1.203	-0.354	0.081	
1.840	-1.310	-0.119	0.061	
2.300	-1.322	0.055	0.044	
2.760	-1.267	0.176	0.029	
3.220	-1.167	0.254	0.018	
3.680	-1.039	0.297	0.009	
4.140	-0.898	0.314	0.002	
4.600	-0.754	0.310	-0.003	
5.060	-0.615	0.293	-0.007	
5.520	-0.486	0.266	-0.009	
5.980	-0.370	0.235	-0.010	
6.440	-0.270	0.201	-0.010	
6.900	-0.186	0.167	-0.010	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 2 : SVB04

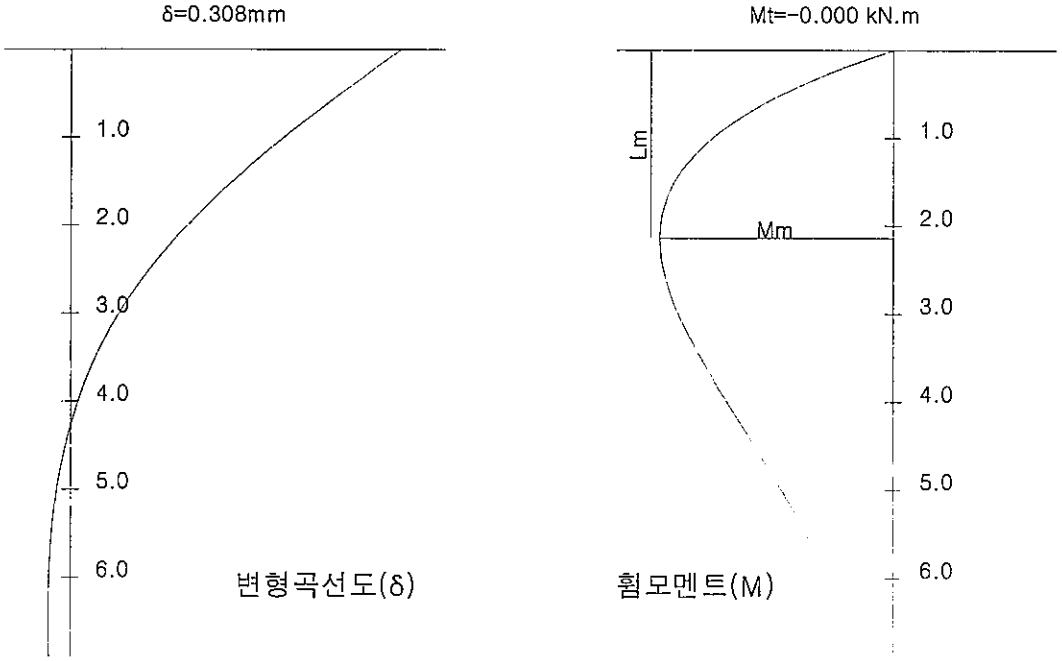
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -2.653 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.308 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.308 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-3.024	0.308	
0.460	-1.169	-2.088	0.256	
0.920	-1.946	-1.319	0.207	
1.380	-2.407	-0.708	0.162	
1.840	-2.619	-0.237	0.122	
2.300	-2.644	0.110	0.088	
2.760	-2.534	0.352	0.059	
3.220	-2.334	0.507	0.036	
3.680	-2.078	0.594	0.017	
4.140	-1.796	0.627	0.003	
4.600	-1.507	0.620	-0.007	
5.060	-1.229	0.586	-0.014	
5.520	-0.971	0.533	-0.018	
5.980	-0.741	0.469	-0.020	
6.440	-0.541	0.401	-0.021	
6.900	-0.372	0.333	-0.020	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉡ COMBO 3 : SVB26

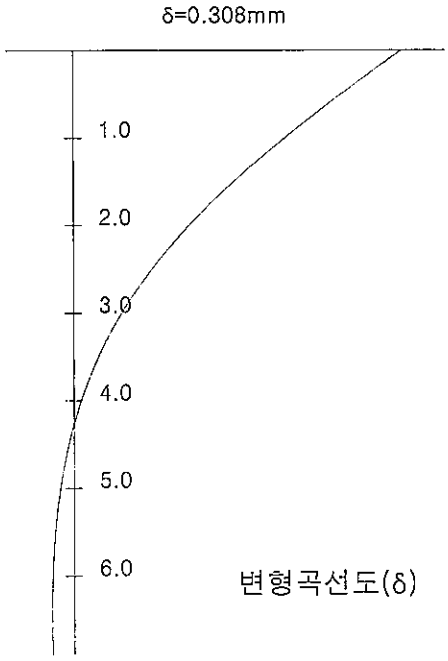
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

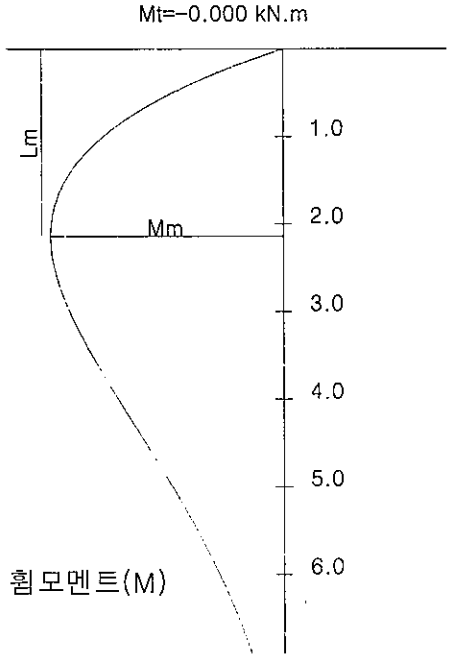
- 최대모멘트 및 깊이 : -2.653 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.308 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.308 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-3.024	0.308	
0.460	-1.169	-2.088	0.256	
0.920	-1.946	-1.319	0.207	
1.380	-2.407	-0.708	0.162	
1.840	-2.619	-0.237	0.122	
2.300	-2.644	0.110	0.088	
2.760	-2.534	0.352	0.059	
3.220	-2.334	0.507	0.036	
3.680	-2.078	0.594	0.017	
4.140	-1.796	0.627	0.003	
4.600	-1.507	0.620	-0.007	
5.060	-1.229	0.586	-0.014	
5.520	-0.971	0.533	-0.018	
5.980	-0.741	0.469	-0.020	
6.440	-0.541	0.401	-0.021	
6.900	-0.372	0.333	-0.020	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉮ COMBO 4 : SV822

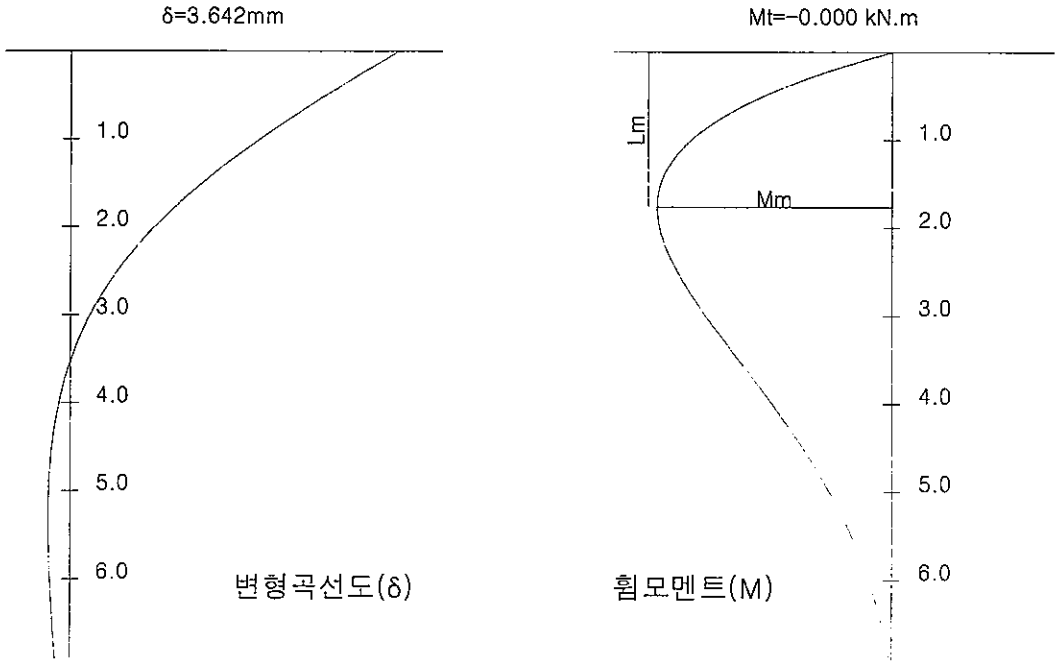
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -46.043 kN.m, 1.766 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.642 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.642 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-63.531	3.642	
0.460	-23.650	-40.173	2.906	
0.920	-37.743	-21.919	2.219	
1.380	-44.527	-8.299	1.611	
1.840	-45.993	1.313	1.098	
2.300	-43.828	7.607	0.682	
2.760	-39.398	11.268	0.359	
3.220	-33.768	12.930	0.120	
3.680	-27.723	13.151	-0.047	
4.140	-21.817	12.401	-0.155	
4.600	-16.405	11.056	-0.215	
5.060	-11.691	9.408	-0.241	
5.520	-7.763	7.672	-0.242	
5.980	-4.624	5.995	-0.226	
6.440	-2.224	4.472	-0.200	
6.900	-0.478	3.156	-0.169	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 2 : ULB04

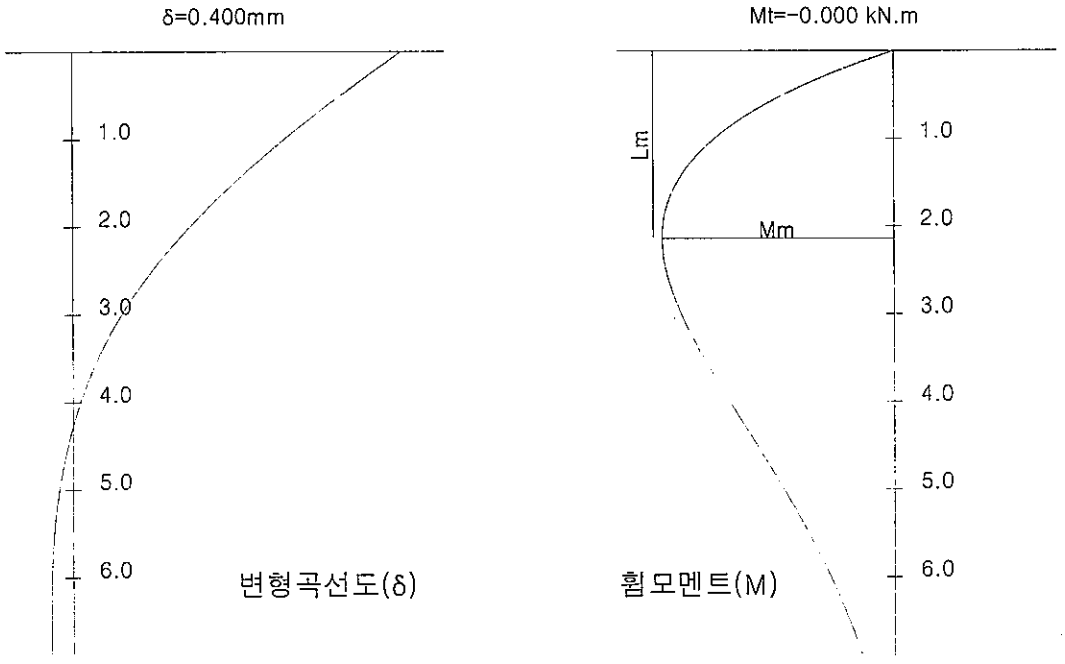
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -3.449 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.400 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.400 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-3.931	0.400	
0.460	-1.520	-2.714	0.333	
0.920	-2.530	-1.715	0.269	
1.380	-3.129	-0.920	0.211	
1.840	-3.405	-0.309	0.159	
2.300	-3.437	0.142	0.114	
2.760	-3.295	0.457	0.077	
3.220	-3.034	0.660	0.046	
3.680	-2.702	0.772	0.022	
4.140	-2.334	0.815	0.004	
4.600	-1.960	0.806	-0.009	
5.060	-1.598	0.761	-0.018	
5.520	-1.263	0.692	-0.023	
5.980	-0.963	0.610	-0.026	
6.440	-0.703	0.522	-0.027	
6.900	-0.483	0.433	-0.026	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 3 : UEB26

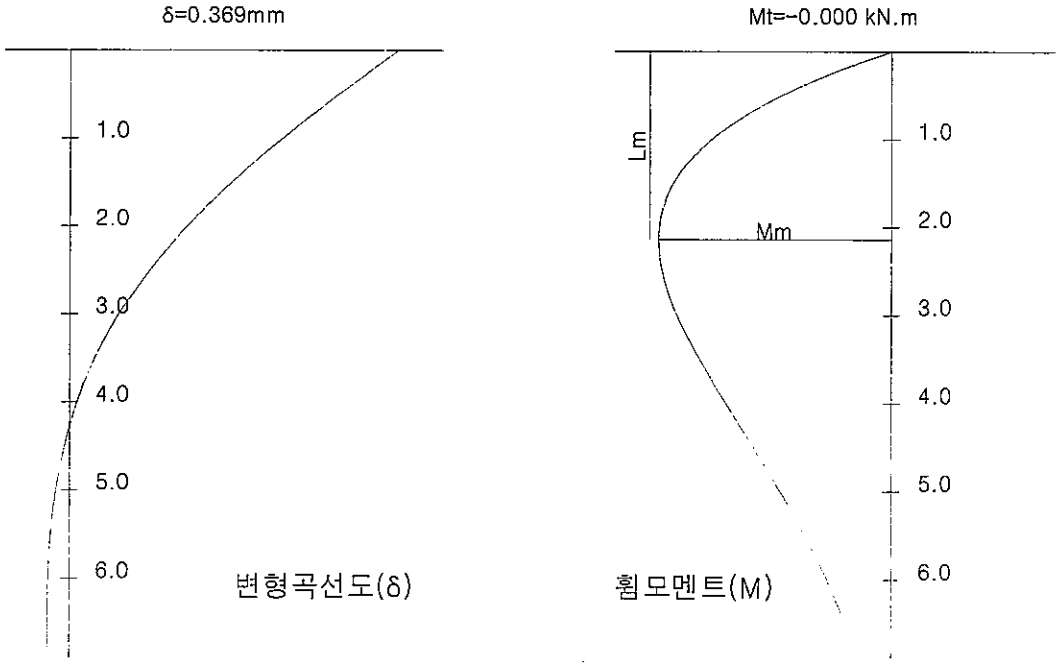
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -3.184 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.369 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.369 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-3.629	0.369	
0.460	-1.403	-2.505	0.307	
0.920	-2.336	-1.583	0.248	
1.380	-2.888	-0.849	0.194	
1.840	-3.143	-0.285	0.146	
2.300	-3.173	0.131	0.105	
2.760	-3.041	0.422	0.071	
3.220	-2.801	0.609	0.043	
3.680	-2.494	0.713	0.021	
4.140	-2.155	0.752	0.004	
4.600	-1.809	0.744	-0.008	
5.060	-1.475	0.703	-0.016	
5.520	-1.166	0.639	-0.021	
5.980	-0.889	0.563	-0.024	
6.440	-0.649	0.481	-0.025	
6.900	-0.446	0.400	-0.024	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉡ COMBO 4 : ULB22

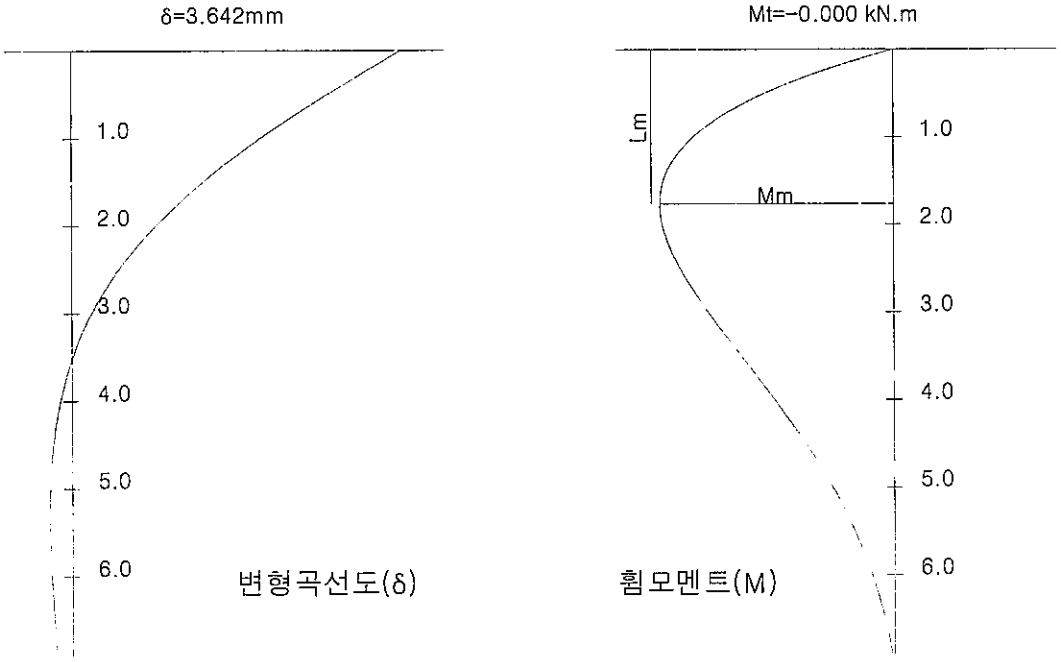
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -46.043 kN.m, 1.766 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.642 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.642 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-63.531	3.642	
0.460	-23.650	-40.173	2.906	
0.920	-37.743	-21.919	2.219	
1.380	-44.527	-8.299	1.611	
1.840	-45.993	1.313	1.098	
2.300	-43.828	7.607	0.682	
2.760	-39.398	11.268	0.359	
3.220	-33.768	12.930	0.120	
3.680	-27.723	13.151	-0.047	
4.140	-21.817	12.401	-0.155	
4.600	-16.405	11.056	-0.215	
5.060	-11.691	9.408	-0.241	
5.520	-7.763	7.672	-0.242	
5.980	-4.624	5.995	-0.226	
6.440	-2.224	4.472	-0.200	
6.900	-0.478	3.156	-0.169	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



5) 말뚝의 안정성 검토

① 말뚝의 허용지지력 검토

가) 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 마찰지지 말뚝

Ra = r/n x (Ru - Ws) + Ws - W

Ra1 = 1730.000 kN (평상시) : 『별첨자료』 참조

Ra2 = 2595.000 kN (지진시) : 『별첨자료』 참조

말뚝의 주면장 U = π x 0.500 = 1.571 ㎡

U	N-치	토질분류	토층심도	f(kN/㎡)	주면마찰력(U*f*L)
1.571	10.000	사질토	4.703	20.000	147.761
1.571	50.000	사질토	2.197	100.000	345.046
계	-	-	-	-	492.808

N≤2 의 지반에는 주면 마찰력을 고려하지 않는다.

나) 말뚝의 허용 수평변위 검토

평상시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 0.3077 mm O.K

지진시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 3.6422 mm O.K

다) 말뚝의 허용인발력

Pa = 1/n x Pu + W : Pu : 주면마찰력(kN), W : 수중말뚝의 중량

W = π x (0.500² - 0.340²)/ 4 x (25.00-10.00) x 6.900

= 10.925 kN

Pa1 = 1/3.0 x 492.808 + 10.92! = 175.194 kN (평상시)

Pa2 = 1/2.0 x 492.808 + 10.92! = 257.329 kN (지진시)

라) 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	591.031	566.096	1730.000	175.194	O.K
	HINGE	590.156	566.971	1730.000	175.194	O.K
COMBO 2	FIX	525.089	481.102	1730.000	175.194	O.K
	HINGE	523.302	482.889	1730.000	175.194	O.K
COMBO 3	FIX	525.089	481.102	1730.000	175.194	O.K
	HINGE	523.302	482.889	1730.000	175.194	O.K
COMBO 4	FIX	1009.537	-3.346	2595.000	257.329	O.K
	HINGE	981.417	24.774	2595.000	257.329	O.K

② 말뚝의 응력 검토

가) 말뚝의 이음과 장경비에 따른 허용응력의 감소율 검토

: 『도로교설계기준 해설(하부구조편)』 P223 참조

사용 PILE 본당 길이 : 15.00 m / 본

PILE 길이 : 7.00 m

이음개소수 : 0 개소

말뚝이음에 의한 허용응력 감소율 : 0.00%

장경비 (L/D) = 6.90/0.500 = 13.800 < 85 이므로 장경비에 따른 감소 없음.

따라서 허용응력의 총 감소율은 0.00% 적용

나) 말뚝의 휨응력 검토

허용 휨압축응력 fca = 28.000 MPa (평상시)

= 42.000 MPa (지진시)

허용 휨인장응력 fta = 0.000 MPa (평상시)

= -5.000 MPa (지진시)

f = fce ± M/Ze + V/Ae

= 4.104 ± M / 9906000.0 + V / 108500.0

구 분		V(kN)	M(kN.m)	fc	fca	ft	fta	비 고
COMBO 1	FIX	591.031	1.746	9.728	28.00	9.375	0.00	O.K
	HINGE	590.156	1.327	9.677	28.00	9.409	0.00	O.K
COMBO 2	FIX	525.089	3.566	9.303	28.00	8.584	0.00	O.K
	HINGE	523.302	2.653	9.195	28.00	8.659	0.00	O.K
COMBO 3	FIX	525.089	3.566	9.303	28.00	8.584	0.00	O.K
	HINGE	523.302	2.653	9.195	28.00	8.659	0.00	O.K
COMBO 4	FIX	1009.537	56.100	19.072	42.00	7.745	-5.00	O.K
	HINGE	981.417	46.043	17.797	42.00	8.501	-5.00	O.K

다) 말뚝의 전단응력 검토

τsa = 0.850 MPa (평상시)

= 1.250 MPa (지진시)

$\tau = \alpha \times Ho / Ap$

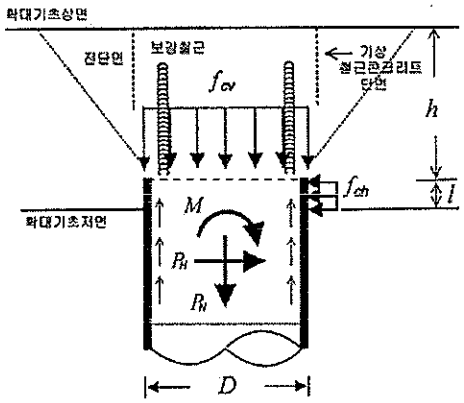
$\alpha = 4 \times (D^2 + D \times d + d^2) / (3 \times (D^2 + d^2))$

$= 4 \times (500.0^2 + 500.0 \times 340.0 + 340.0^2) / (3 \times (500.0^2 + 340.0^2))$

= 1.953 : 전단형상계수

구 분		H(kN)	τ	τsa	비 고
COMBO 1	FIX	1.512	0.027	0.850	O.K
	HINGE	1.512	0.027	0.850	O.K
COMBO 2	FIX	3.024	0.054	0.850	O.K
	HINGE	3.024	0.054	0.850	O.K
COMBO 3	FIX	3.024	0.054	0.850	O.K
	HINGE	3.024	0.054	0.850	O.K
COMBO 4	FIX	63.531	1.144	1.250	O.K
	HINGE	63.531	1.144	1.250	O.K

6) 말뚝과 확대기초의 결합부 검토



① 압입력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수직지압응력

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

fck : 콘크리트의 설계기준강도(MPa)
PNmax : 상시와 지진시, 말뚝 머리에 작용하는 가장 큰 수직력(N)
D : 말뚝의 외경(mm)
fca : 상시,콘크리트의 허용지압응력 = 0.25fck (MPa), (해설표 참고)
fca' : 지진시, 콘크리트의 허용지압응력 = 1.33 × (0.25fck) (MPa)

-해설 표. 확대기초의 허용지압응력, fca(MPa)

설계기준강도 (fck,MPa)		21	24	27	30
허용지압응력 (fca,MPa)	상시 (fca)	5.25	6.00	6.75	7.50
	지진시 (fca')	6.98	7.98	8.98	9.98

* 수직지압응력(fcv) 검토 (상시)
fcv = 591031.0 / (π/4 x 500 ²)
= 3.010 MPa ≤ fca = 6.750 MPa ∴ O.K
* 수직지압응력(fcv) 검토 (지진시)
fcv = 1009536.7 / (π/4 x 500 ²)
= 5.142 MPa ≤ fca' = 8.978 MPa ∴ O.K

b. 확대기초 콘크리트의 압발전단응력

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

τa3 : 상시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) ,(해설표 참조)
τa3' : 지진시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) ,(해설표 참조)
h : 확대기초의 유효두께 (mm)

-해설 표. 확대기초의 허용수직압발전단응력, τa3(MPa)

콘크리트의 설계기준강도 fck		21	24	27	30
허용압발 전단응력	상시 (τa3)	0.85	0.90	0.95	1.00
	지진시 (τa3')	1.131	1.197	1.264	1.330

* 압발전단응력(τv) 검토 (상시)
τv = 591031.0 / {π x (500 + 2200) x 2200 }
= 0.032 MPa ≤ τa3 = 0.950 MPa ∴ O.K
* 압발전단응력(τv) 검토 (지진시)
τv = 1009536.7 / {π x (500 + 2200) x 2200 }
= 0.054 MPa ≤ τa3' = 1.264 MPa ∴ O.K

② 인발력에 대한 검토
원칙적으로 인발력에 대한 검토는 하지 않아도 된다. [도로교 설계기준 해설(하부구조편) P292]

③ 수평력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수평지압응력

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

PHmax : 상시와 지진시, 말뚝머리에 작용하는 최대 말뚝축직각방향력 (N)
l : 말뚝의 매입길이 = 100 mm

* 수평지압응력(fch) 검토 (상시)
fch = 3023.884 / (500 x 100)
= 0.060 MPa ≤ fca = 6.750 MPa ∴ O.K
* 수평지압응력(fch) 검토 (지진시)
fch = 63531.250 / (500 x 100)
= 1.271 MPa ≤ fca' = 8.978 MPa ∴ O.K

b. 확대기초 단부 말뚝에 대한 수평압발전단응력

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

h' : 수평방향의 압발전단에 저항하는 확대기초의 유효두께 (m)

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (상시)

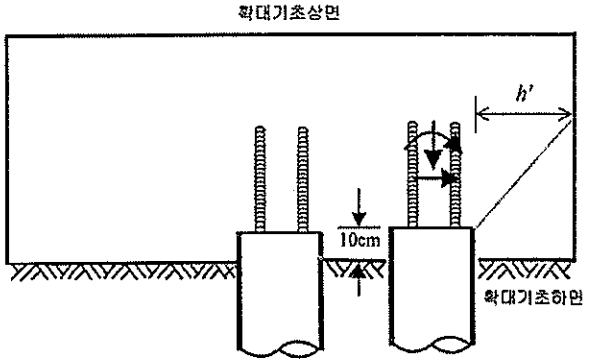
τh = 3023.884 / {395 x (200 + 500 + 790)}

= 0.005 MPa ≤ τa3 = 0.950 MPa ∴ O.K

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (지진시)

τh = 63531.250 / {395 x (200 + 500 + 790)}

= 0.108 MPa ≤ τa3' = 1.264 MPa ∴ O.K



④ 철근정착

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

fsa1 : 이형철근의 허용인장응력 (MPa) ,(해설표 참조)
Ast : 이형철근의 공칭단면적 (㎟) ,(해설표 참조)
U : 이형철근의 공칭둘레길이 (mm)
τoa : 콘크리트의 허용부착응력 (MPa) ,(해설표 참조)
d1 : 이형철근의 공칭지름 (mm)

- 해설 표. 이형철근의 허용응력, fsa1 (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, Ast(㎟)	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, τoa (MPa)

콘크리트의 설계기준강도 (fck)	21.0	24.0	27.0	30.0
이형철근과 콘크리트의 허용부착응력 (τoa)	1.4	1.6	1.7	1.8

* 철근의 정착길이
일반적으로, Lo ≥ Lomin = 35d1 로 하는 것이 좋다. Lomin = 35 x 19.1 = 668.5 mm
Lo = 150.000 x 286.500 / (1.700 x 60.000) = 421.324 (≤ 668.500)
= 668.5 (mm)
이때, 정착길이는 다음을 만족하여야 한다.
L ≥ Lo + D/2 = 668.5 + 500/2 = 918.5 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 (㎟)

A2 : 지지면적 (㎟)

* 연직지압강도

ϕVn = 0.700 x (0.85 x 27.0 x 196349.5)

= 3154355.374 N ≥ PNmax = 819953.670 N ∴ O.K

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)

bp : π × (말뚝직경 + d)

* PUNCHING 전단강도

ϕVn = 0.800 x (⅓ x √27.0 x 8325.2 x 2150)

= 24801892.507 N ≥ PNmax = 819953.670 N ∴ O.K

교각 P3(옥산방향)

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 둥 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

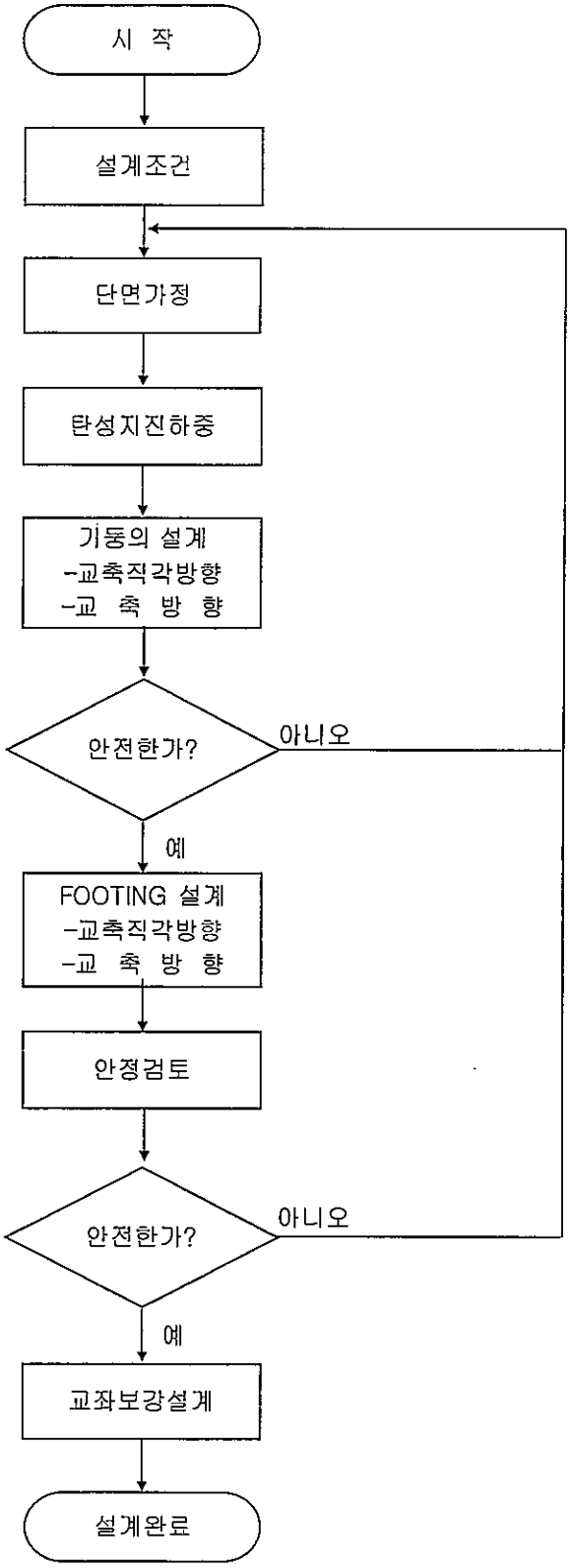
11. 기초 2방향전단(편칭) 검토

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


시 작
설계조건
단면가정
탄성지진하중
기둥의 설계
-교축직각방향
-교 축 방 향
안전한가?
아니오
예
FOOTING 설계
-교축직각방향
-교 축 방 향
안정검토
안전한가?
아니오
예
교좌보강설계
설계완료

2. 해석결과 요약

▣ 말뚝 안정성검토 및 응력검토

구 분			허용값	발생값	비 고
교축방향	평상시	허용지지력(kN/EA)	738.000	656.159	O.K
		허용인발력(kN/EA)	190.188	-	O.K
		휨 응력(MPa)	28.000	10.769	O.K
		전단응력(MPa)	0.850	0.132	O.K
		수평변위(mm)	15.000	0.747	O.K
	지진시	허용지지력(kN/EA)	1107.000	852.427	O.K
		허용인발력(kN/EA)	278.870	-	O.K
		휨 응력(MPa)	42.000	14.544	O.K
		전단응력(MPa)	1.250	0.670	O.K
		수평변위(mm)	15.000	2.134	O.K
교축직각 방향	평상시	허용지지력(kN/EA)	738.000	628.952	O.K
		허용인발력(kN/EA)	190.188	-	O.K
		휨 응력(MPa)	28.000	11.109	O.K
		전단응력(MPa)	0.850	0.251	O.K
		수평변위(mm)	15.000	1.418	O.K
	지진시	허용지지력(kN/EA)	1107.000	965.914	O.K
		허용인발력(kN/EA)	278.870	-53.322	O.K
		휨 응력(MPa)	42.000	16.298	O.K
		전단응력(MPa)	1.250	0.853	O.K
		수평변위(mm)	15.000	2.717	O.K

▣ 기둥의 단면 설계

단면위치		Puse	Pu(kN)	ϕPn(kN)	안전도	비 고
교축방향	축력최대	0.014	32062.142	77736.387	2.425	O.K
	모멘트최대	0.014	28589.115	62645.619	2.191	O.K
	탄성설계	0.014	17905.712	27935.909	1.560	O.K
	편심최대	0.014	21717.090	57552.260	2.650	O.K
교축직각방향	축력최대	0.014	32062.142	77736.387	2.425	O.K
	모멘트최대	0.014	23277.425	50364.594	2.164	O.K
	탄성설계	0.014	17905.712	19863.998	1.109	O.K
	편심최대	0.014	16033.716	40196.927	2.507	O.K
합성부재력	축력최대	0.014	32062.142	77736.387	2.425	O.K
	모멘트최대	0.014	28589.115	62559.779	2.188	O.K
	탄성설계	0.014	17905.712	18687.909	1.044	O.K
	편심최대	0.014	21717.090	53125.040	2.446	O.K
	모멘트최대	0.014	23277.425	50116.991	2.153	O.K
	편심최대	0.014	16033.716	40160.180	2.505	O.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
두부보	좌측내민보	3249.7	100.0	39990.830	42996.000	-	-	1.075	O.K
	우측내민보	3249.7	100.0	39394.562	42996.000	-	-	1.091	O.K
	좌측내민보수	3000.0	100.0	2421.385	7742.700	2382.140	7579.643	3.182	O.K
	우측내민보수	3000.0	100.0	2414.957	7742.700	2375.830	7579.643	3.190	O.K
	교량받침1	2132.6	100.0	124.240	42996.000	81.940	26536.574	323.854	O.K
	교량받침8	2174.7	100.0	554.013	42996.000	373.084	27152.096	72.777	O.K
	교량받침2	2755.7	100.0	9248.018	42996.000	7975.205	35645.307	4.470	O.K
	교량받침9	3059.3	100.0	15755.005	42996.000	15111.904	40084.159	2.652	O.K
	교량받침3	3378.5	100.0	21257.963	42996.000	22581.480	44749.813	1.982	O.K
	교량받침5	3222.7	100.0	22420.981	42996.000	22603.707	42472.686	1.879	O.K
	교량받침11	2764.9	100.0	16329.731	42996.000	14019.445	35780.654	2.552	O.K
	교량받침6	2433.1	100.0	10706.834	42996.000	8043.699	30930.344	3.845	O.K
	교량받침7	1664.0	100.0	251.930	42996.000	125.989	19686.992	156.260	O.K
	교량받침12	1649.3	100.0	122.613	42996.000	60.720	19471.559	320.680	O.K
기초	교축방향	2300.0	150.0	28807.067	56388.200	20778.556	40149.192	1.932	O.K
	교직-지점부	2300.0	150.0	32639.577	45610.400	23500.830	32640.762	1.389	O.K

▣ 사용성 검토

단면위치		인장응력(fs)	허용응력(fsa)	철근간격(S)	최대간격(Sq)	비 고
두부보	좌측내민보	167.110	180.000	125.000	257.495	O.K
	우측내민보	169.299	180.000	125.000	251.403	O.K
	좌측내민보수평	109.811	180.000	162.486	503.389	O.K
	우측내민보수평	109.521	180.000	162.486	505.293	O.K
	교량받침1	0.832	180.000	125.000	75762.617	O.K
	교량받침8	3.324	180.000	125.000	18951.060	O.K
	교량받침2	53.522	180.000	125.000	1177.085	O.K
	교량받침9	90.258	180.000	125.000	658.747	O.K
	교량받침3	120.902	180.000	125.000	437.604	O.K
	교량받침5	132.121	180.000	125.000	382.296	O.K
	교량받침11	98.098	180.000	125.000	589.015	O.K
	교량받침6	65.879	180.000	125.000	956.301	O.K
	교량받침7	5.444	180.000	125.000	11572.512	O.K
	교량받침12	2.763	180.000	125.000	22804.226	O.K
기초	교축방향	140.477	180.000	123.944	225.589	O.K
	교직-지점부	165.198	180.000	123.944	137.952	O.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 : γc = 25 kN/m³ [도로교 설계기준 2.1.2]
2) 기초지반의 단위중량 : $\gamma s2$ = 20 kN/m³ [도로교설계요령 제2권 P366]
3) 교량받침 마찰계수 : fs = 0.15

3.3 지 반 조 건

1) 기초지반의 N치 : N = 10
2) 기초지반의 내부마찰각 : $\phi 2$ = 27.247 ° ; 15 + √15N
3) 기초지반의 점착력 : C = 0 kN/m²
4) 기초지반의 마찰계수 : μ = 0.328 ; TAN(⅔ · Φ2) : 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 : fck = 두부보: 27 MPa
기둥: 27 MPa
기초: 27 MPa

- 탄성계수 : Ec = 두부보: 27804 MPa
기둥: 27804 MPa
기초: 27804 MPa
[도로교 설계기준 2.3.3]

2) 철근의 항복 강도(SD400) : fy = 두부보: 400 MPa
기둥: 400 MPa
기초: 400 MPa

- 탄성계수 : Es = 200000 MPa [도로교 설계기준 2.3.3]

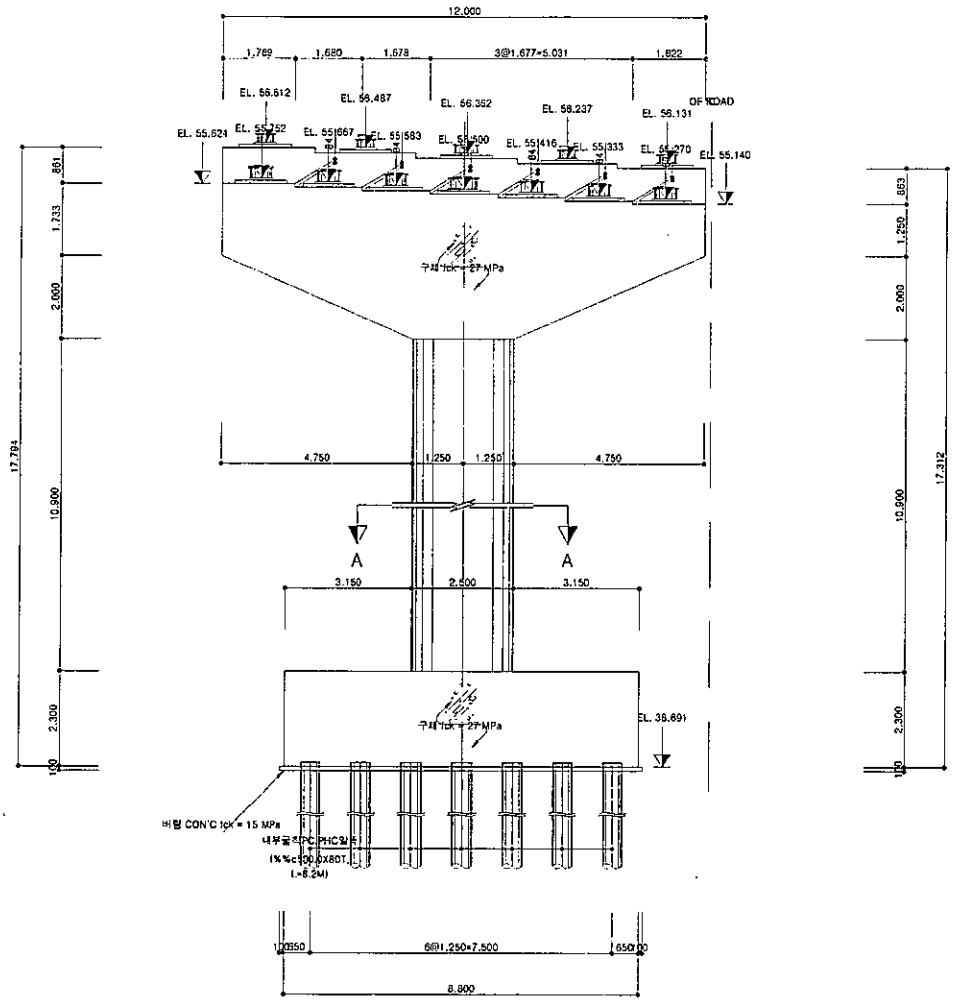
3.5 설 계 방 법

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


12,000
1,769
1,680
1,678
3@1,677=5,031
1,822
EL. 56.612
EL. 56.487
EL. 56.352
EL. 56.237
EL. 56.131
OF ROAD
EL. 55.621
EL. 55.252
EL. 55.667
EL. 55.583
EL. 55.500
EL. 55.416
EL. 55.333
EL. 55.270
EL. 55.140
구체 fck = 27 MPa
4,750
1,250
1,250
4,750
A
A
3,150
2,500
3,150
EL. 38.691
구체 fck = 27 MPa
버림 CON'C fck = 15 MPa
내부굴착PC, PHC말뚝
(%%c800.0X80T,
(L=8.2M)
6@1,250=7,500
8,800
17,794
17,312

5. 하 중 계 산

5.1 상부반력 및 교각자중

교좌번호	고정하중(D)	활하중(L)		
		만재하시(L1)	좌측편재하(L2)	우측편재하(L3)
1	1352.779	229.223	448.142	40.523
2	1337.021	305.819	406.183	91.340
3	1307.321	359.394	351.497	165.700
4	1300.203	392.808	264.495	270.827
5	1310.866	397.990	159.374	355.832
6	1337.860	379.134	83.430	394.145
7	1358.203	351.515	38.954	433.460
8	956.162	400.841	215.274	176.982
9	953.992	410.081	286.375	261.688
10	944.302	374.708	307.898	308.255
11	957.170	293.652	259.313	284.218
12	979.981	190.750	173.529	211.126
계	14095.860	4085.915	2994.464	2994.096

※ 교각자중은 25.000 kN/m³ 의 값을 프로그램에서 자동재하

5.2 풍 하 중

1) 교축직각방향 (W-TR)

① 상부구조에 작용하는 풍하중

B/D = 17.970 / 4.210 = 4.268 [1≤ B/D< 8]

W1 = [4.0 - 0.2 x (17.970 / 4.210)] x 4.210 = 13.2 kN/m ≥ 6.0 이므로

= 13.246 kN/m

P1 = 13.246 x (50.067 + 40.062) / 2 x sin90.0

= 596.928 kN

작용위치 h = 4.210/2 + 0.400 + 1.250/2 = 3.13 m

작용모멘트 My = Ph x h = 596.928 x 3.130 = 1868.3 kN.m

② 하부구조에 작용하는 풍하중

W'copping = 3.000 x 3.250 x 3.000 = 29.247 kN

W'column = 1.500 x 2.500 = 3.75 kN/m (풍상측)

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용 한다.

2) 교축방향 (W-LO)

① 하부구조에 작용하는 풍하중

W'copping = 96.861 kN (Copping 높이에 따라 재하)

W'column = 1.500 x 2.500 = 3.75 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 x (50.067 + 40.062)/2 x sin90.0 = 67.597 kN

작용위치 h = 3.324 + 1.500 + 1.250/2 = 5.449 m

작용모멘트 My = Ph x h = 67.597 x 5.449 = 368.361 kN.m

5.4 온도하중 산정

1) 교축직각방향 (G-TR)

연평균 온도변화차 ΔT = 10℃ 적용

2) 교축방향 (G-LO)

① 교각의 종방향 변위를 유발하는 수평력

δ = α x ΔT x L 0.000010 x 25.0 x 50.1 = 0.01252 m

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

Ph = 3 x 27804000 x 1.91748 x 1EA x 0.01252 / 14.150³ x sin90.0

= 706.658 kN

② 탄성받침의 전단변형을 유발하는 수평력

교량받침의 개수 : N = 12 EA

탄성받침의 전단탄성계수 : kh = 2396.50 kN/m

Ph = kh x δ x N = 2396.50 x 0.01252 x 12 x sin90.0

= 359.958 kN

☞ 수평력은 ①,②중 작은값 359.958 kN를 적용한다.

③ 작용 모멘트

Mh = 359.958 x (0.400 + 1.250/2) = 368.905 kN.m

5.5 유수압 (Q1-TR)

P = 10 K v² A = 10 x 0.040 x 2.290² x 6.415

= 13.456 kN

k : 단면형상에 따른 저항계수

v : 최대유속 (m/sec)

A : 교각의 투영면적 (m²), A = 2.566 x 2.500 = 6.415 m²

H : 수심 (m)

하저면에서 0.6H 위치에 작용하는 것으로 한다.

작용위치 h = 4.503 m (기초상단으로 부터)

5.6 유목, 선박, 기타 부유물의 충돌하중 (COL-TR)

P = 0.1 W v = 0.1 x 100.000 x 2.290

= 22.900 kN

W : 유목, 선박, 기타 부유물 등 유송물의 중량 (kN)

v : 표면유속 (m/sec)

수면 상단에 작용하는 것으로 한다.

작용위치 h = 5.529 m (기초상단으로 부터)

5.7 양압력 및 부력 (Q3)

P = A H w = 4.909 x 5.529 x 10.000

= 271.415 kN

w : 유수의 단위중량 (kN/m^3)

H : HWL - 기초상단 EL, H = 46.520 - 40.991 = 5.529 m

A : 기둥의 단면적 (m^2) , A = π x 1.250^2 = 4.909 m^2

5.8 지진에 의한 하중 : 내진해석 참조

구 분			교축 방향			교축직각방향		
위치	하중경우	기둥	전단력	모멘트	변위(m)	전단력	모멘트	변위(m)
기둥상단	하중경우 1	기둥 1	1730.000	4710.000	0.02880	816.000	3639.000	0.01570
	하중경우 2	기둥 1	593.000	1693.000	0.00980	2274.000	10199.000	0.04380
기둥하단	하중경우 1	기둥 1	1824.000	24217.000	0.00000	837.000	12512.000	0.00000
	하중경우 2	기둥 1	653.000	8213.000	0.00000	2336.000	34918.000	0.00000

5.9 하중조합 : 사용하중 검토시

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	CO	Q
SVB01	1.00	1.00									1.00
SVB02	1.00		1.00								1.00
SVB03	1.00			1.00							1.00
SVB04	1.00				1.00						1.00
SVB05	1.00	1.00			0.50	1.00					1.00
SVB06	1.00		1.00		0.50	1.00					1.00
SVB07	1.00			1.00	0.50	1.00					1.00
SVB08	1.00	1.00					1.00	1.00			1.00
SVB09	1.00	1.00					-1.00	1.00			1.00
SVB10	1.00		1.00				1.00	1.00			1.00
SVB11	1.00		1.00				-1.00	1.00			1.00
SVB12	1.00			1.00			1.00	1.00			1.00
SVB13	1.00			1.00			-1.00	1.00			1.00
SVB14	1.00				1.00		1.00	1.00			1.00
SVB15	1.00				1.00		-1.00	1.00			1.00
SVB16	1.00	1.00			0.50	1.00	1.00	1.00			1.00
SVB17	1.00	1.00			0.50	1.00	-1.00	1.00			1.00
SVB18	1.00		1.00		0.50	1.00	1.00	1.00			1.00
SVB19	1.00		1.00		0.50	1.00	-1.00	1.00			1.00
SVB20	1.00			1.00	0.50	1.00	1.00	1.00			1.00
SVB21	1.00			1.00	0.50	1.00	-1.00	1.00			1.00
SVB22	1.00								1.00		1.00
SVB23	1.00	1.00								1.00	1.00
SVB24	1.00		1.00							1.00	1.00
SVB25	1.00			1.00						1.00	1.00
SVB26	1.00				1.00					1.00	1.00

D = 고정하중 또는 이에 따른 단면력

L = 활하중 또는 이에 따른 단면력

W = 풍하중 또는 이에 따른 단면력

WL = 차량활하중에 작용하는 풍하중 또는 이에 따른 단면력

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 SVO 는 교직방향을 나타냅니다.
SVB 와 SVO 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

5.10 하중조합 : 계수하중 검토시

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	CO	Q
ULB01	1.30	2.15									1.30
ULB02	1.30		2.15								1.30
ULB03	1.30			2.15							1.30
ULB04	1.30				1.30						1.30
ULB05	1.30	1.30			0.65	1.30					1.30
ULB06	1.30		1.30		0.65	1.30					1.30
ULB07	1.30			1.30	0.65	1.30					1.30
ULB08	1.30	1.30					1.30	1.30			1.30
ULB09	1.30	1.30					-1.30	1.30			1.30
ULB10	1.30		1.30				1.30	1.30			1.30
ULB11	1.30		1.30				-1.30	1.30			1.30
ULB12	1.30			1.30			1.30	1.30			1.30
ULB13	1.30			1.30			-1.30	1.30			1.30
ULB14	1.25				1.25		1.25	1.30			1.25
ULB15	1.25				1.25		-1.25	1.30			1.25
ULB16	1.25	1.25			0.63	1.25	1.25	1.30			1.25
ULB17	1.25	1.25			0.63	1.25	-1.25	1.30			1.25
ULB18	1.25		1.25		0.63	1.25	1.25	1.30			1.25
ULB19	1.25		1.25		0.63	1.25	-1.25	1.30			1.25
ULB20	1.25			1.25	0.63	1.25	1.25	1.30			1.25
ULB21	1.25			1.25	0.63	1.25	-1.25	1.30			1.25
ULB22	1.00								1.00		1.00
ULB23	1.30	1.30								1.30	1.30
ULB24	1.30		1.30							1.30	1.30
ULB25	1.30			1.30						1.30	1.30
ULB26	1.20				1.20					1.20	1.20

※ 위 테이블에 표시된 ULB는 교축방향이며, 모델링상의 ULO 는 교직방향을 나타냅니다.
ULB 와 ULO 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

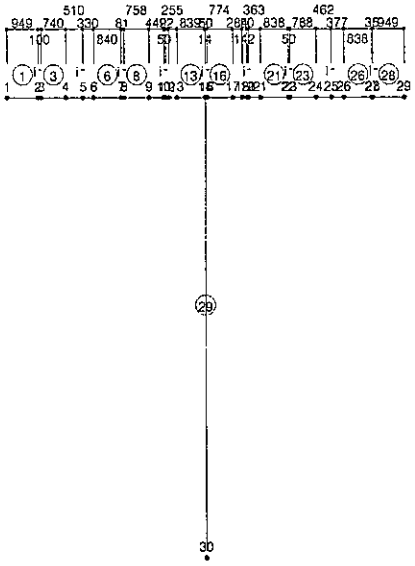
5.11 하중조합 : 계수하중 검토시 (최대편심)

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	CO	Q
UEB01	1.00	2.15									1.30
UEB02	1.00		2.15								1.30
UEB03	1.00			2.15							1.30
UEB04	1.00				1.30						1.30
UEB05	1.00	1.30			0.65	1.30					1.30
UEB06	1.00		1.30		0.65	1.30					1.30
UEB07	1.00			1.30	0.65	1.30					1.30
UEB08	1.00	1.30					1.30	1.30			1.30
UEB09	1.00	1.30					-1.30	1.30			1.30
UEB10	1.00		1.30				1.30	1.30			1.30
UEB11	1.00		1.30				-1.30	1.30			1.30
UEB12	1.00			1.30			1.30	1.30			1.30
UEB13	1.00			1.30			-1.30	1.30			1.30
UEB14	0.95				1.25		1.25	1.30			1.25
UEB15	0.95				1.25		-1.25	1.30			1.25
UEB16	0.95	1.25			0.63	1.25	1.25	1.30			1.25
UEB17	0.95	1.25			0.63	1.25	-1.25	1.30			1.25
UEB18	0.95		1.25		0.63	1.25	1.25	1.30			1.25
UEB19	0.95		1.25		0.63	1.25	-1.25	1.30			1.25
UEB20	0.95			1.25	0.63	1.25	1.25	1.30			1.25
UEB21	0.95			1.25	0.63	1.25	-1.25	1.30			1.25
UEB22	1.00								1.00		1.00
UEB23	1.00	1.30								1.30	1.30
UEB24	1.00		1.30							1.30	1.30
UEB25	1.00			1.30						1.30	1.30
UEB26	0.90				1.20					1.20	1.20

※ 위 테이블에 표시된 UEB는 교축방향이며, 모델링상의 UE0 는 교직방향을 나타냅니다.
UEB 와 UE0 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

6. 구 조 해 석

6.1 해석 모델링



6.2 절점 좌표

절점	X	Z	절점	X	Z	절점	X	Z	절점	X	Z
1	0.000	13.525	9	4.308	13.525	17	6.824	13.525	25	9.801	13.525
2	0.949	13.525	10	4.750	13.525	18	7.108	13.525	26	10.178	13.525
3	1.049	13.525	11	4.800	13.525	19	7.250	13.525	27	11.016	13.525
4	1.789	13.525	12	4.892	13.525	20	7.300	13.525	28	11.051	13.525
5	2.299	13.525	13	5.147	13.525	21	7.663	13.525	29	12.000	13.525
6	2.629	13.525	14	5.986	13.525	22	8.501	13.525	30	6.000	0.000
7	3.469	13.525	15	6.000	13.525	23	8.551	13.525			
8	3.550	13.525	16	6.050	13.525	24	9.339	13.525			

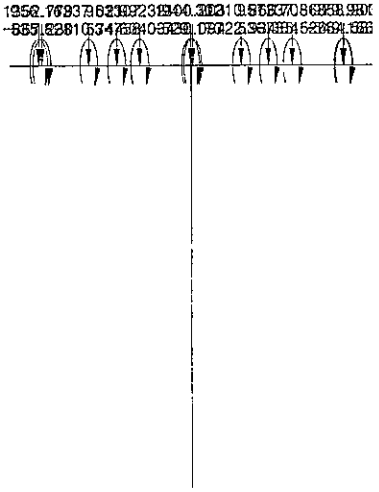
6.3 단면 제원

구 분	B(m)	H(m)	A(m^2)	I22(m^4)	I33(m^4)	적용절점
①	3.000	1.250	3.750	2.812500	0.488281	29
②	3.000	1.649	4.947	3.710250	1.120991	28
③	3.000	1.664	4.992	3.744000	1.151861	27
④	3.000	1.733	5.199	3.899250	1.301175	1
⑤	3.000	2.017	6.051	4.538250	2.051435	26
⑥	3.000	2.133	6.399	4.799250	2.426122	2
⑦	3.000	2.175	6.525	4.893750	2.572277	3
⑧	3.000	2.239	6.717	5.037750	2.806094	25
⑨	3.000	2.433	7.299	5.474250	3.600529	24
⑩	3.000	2.486	7.458	5.593500	3.840992	4
⑪	3.000	2.617	7.851	5.888250	4.480755	5
⑫	3.000	2.756	8.268	6.201000	5.233324	6
⑬	3.000	2.765	8.295	6.221250	5.284762	23
⑭	3.000	2.786	8.358	6.268500	5.406091	22
⑮	3.000	3.025	9.075	6.806250	6.920160	7
16	3.000	3.059	9.177	6.882750	7.156134	8
17	3.000	3.223	9.669	7.251750	8.369913	21
18	3.000	3.376	10.128	7.596000	9.619385	20
19	3.000	3.378	10.134	7.600500	9.636492	9
20	3.000	3.397	10.191	7.643250	9.800013	18, 19
21	3.000	3.481	10.443	7.832250	10.545133	14~17
22	3.000	3.565	10.695	8.021250	11.327097	10~13
23	2.500	0.000	4.909	1.917476	1.917476	기둥상단
24	2.500	0.000	4.909	1.917476	1.917476	기둥하단

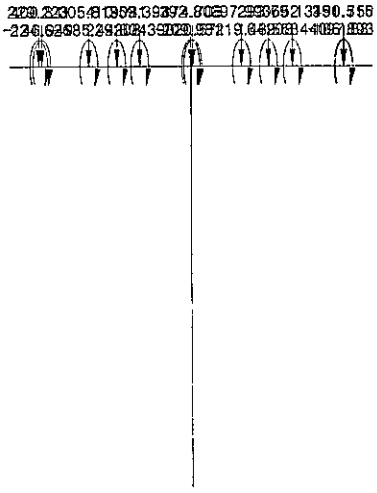
6.4 하중재하도

1) 연직하중

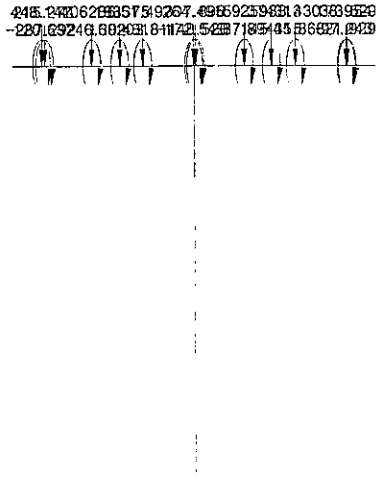
① 고정하중 (D)



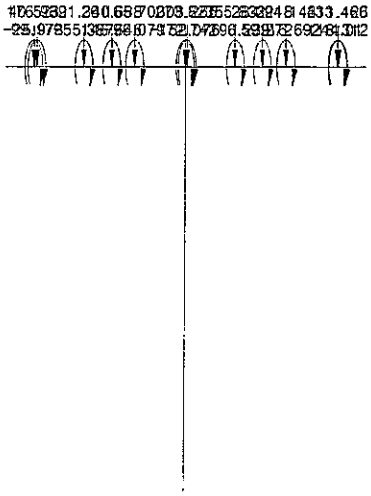
② 활하중 : 만재하시 (L1)



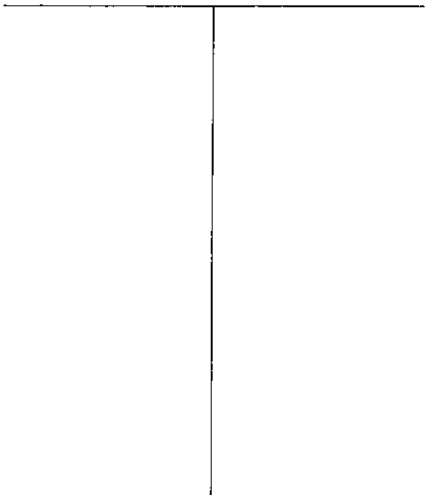
③ 활하중 : 좌측 편재하시 (L2)



④ 활하중 : 우측 편재하시 (L3)



⑤ 양압력 및 부력 (Q3)

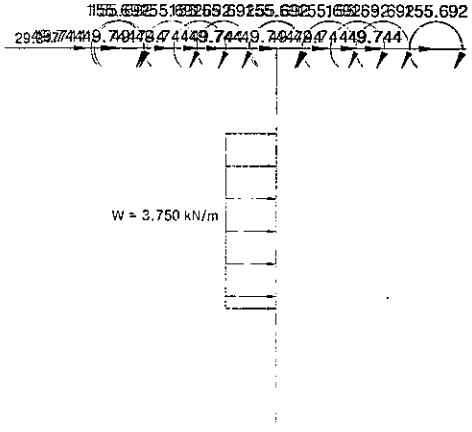


HWL : EL = 46.520 m
기초상단 : EL = 40.991 m
하저면 : EL = 43.954 m

2) 수평하중

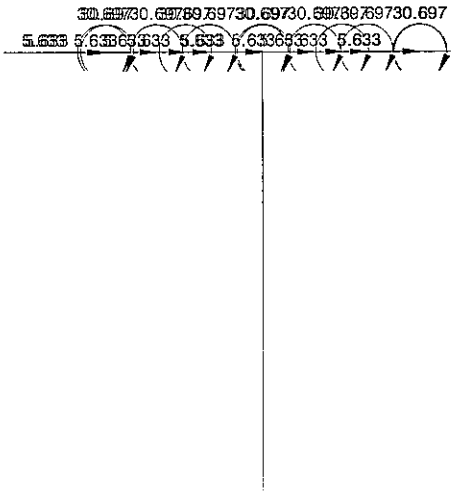
① 교축직각 방향

㉮ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-TR)



P = 596.928/12EA = 49.744 kN
M = 1868.300/12EA = 155.692 kN

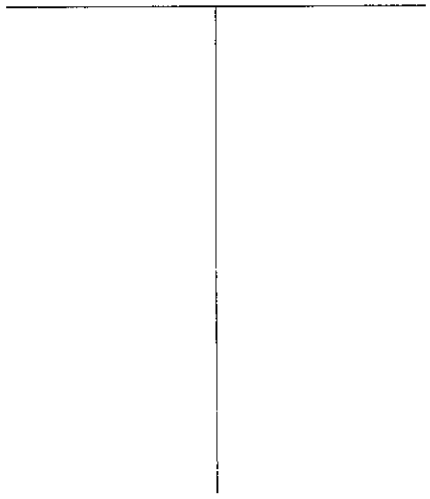
㉰ 풍하중 : 활하중에 재하되는 풍하중 (WL)



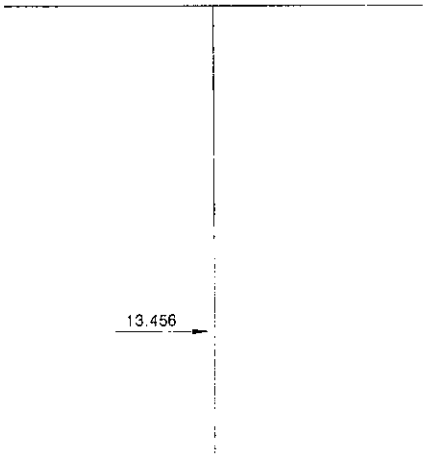
P = 67.597/12EA = 5.633 kN

M = 368.361/12EA = 30.697 kN

㉱ 온도하중 (G-TR) : 온도변화범위 ΔTx = 10℃



㉲ 유수압 (Q1-TR)

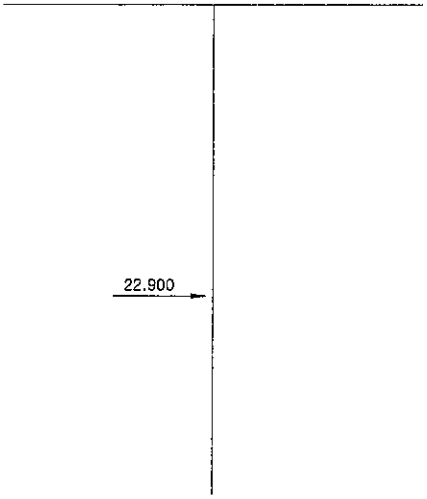


HWL : EL = 46.520 m

기초상단 : EL = 40.991 m

하저면 : EL = 43.954 m

㉰ 유목, 선박, 기타 부유물의 충돌하중 (COL-TR)

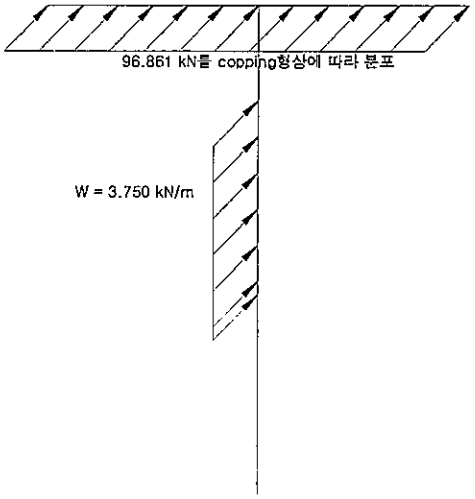


HWL : EL = 46.520 m

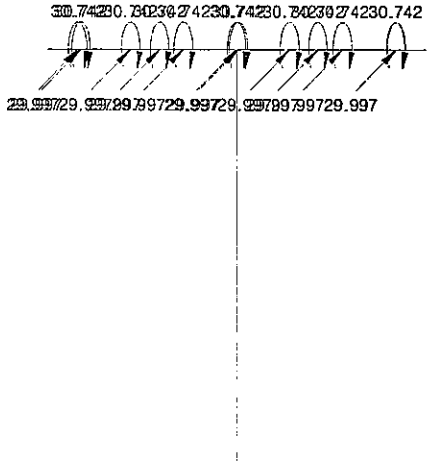
기초상단 : EL = 40.991 m

② 교축 방향

㉮ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-LO)



㉯ 온도하중 (G-LO1) : P = 359.958 / 12EA = 29.997 kN M = 368.905 / 12EA = 30.742 kN.m



7. 해석결과 집계

7.1 하중별 부재력 집계

① 기둥 : 부재번호 29 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-16839.490	-262.809	0.000	-18177.127	-262.809	0.000	
L1	-4085.915	-369.272	0.000	-4085.915	-369.272	0.000	
L2	-2994.464	-3706.282	0.000	-2994.464	-3706.282	0.000	
L3	-2994.096	3574.766	0.000	-2994.096	3574.766	0.000	
W-TR	0.000	3511.927	-626.175	0.000	10502.703	-646.316	
WL	0.000	545.794	-67.597	0.000	1282.606	-67.597	
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-TR	0.000	10199.000	2274.000	0.000	34918.000	2336.000	
Q1-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	60.585	-13.456	
Q3	271.415	0.000	0.000	271.415	0.000	0.000	
COL-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	126.614	-22.900	

(교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-16839.490	2703.999	0.000	-18177.127	2703.999	0.000	
L1	-4085.915	451.301	0.000	-4085.915	451.301	0.000	
L2	-2994.464	345.398	0.000	-2994.464	345.398	0.000	
L3	-2994.096	290.311	0.000	-2994.096	290.311	0.000	
W-LO	0.000	-254.245	96.861	0.000	-1475.469	117.001	
WL	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
G-LO2	0.000	-1313.745	359.958	0.000	-5237.301	359.958	
E-LO	0.000	4710.000	1730.000	0.000	24217.000	1824.000	
Q3	271.415	0.000	0.000	271.415	0.000	0.000	

② 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재12, 절점12)		우측 (부재17, 절점18)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-16212.850	6891.040	-16025.972	-6799.933	
L1	-3896.541	1705.358	-3616.320	-1613.041	
L2	-4103.104	1707.471	-1485.231	-714.600	
L3	-1494.581	736.233	-4013.382	-1678.781	
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	
W-TR	778.460	0.000	-778.460	0.000	
WL	153.483	0.000	-153.483	0.000	
G-LO2	0.000	0.000	0.000	0.000	
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	
Q1-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	
Q3	0.000	0.000	0.000	0.000	
COL-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	

③ 두부보 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점3)		S3(절점6)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	-63.031	1490.361	-212.872	2462.678	-4327.101	4093.127
L1	0.000	229.223	-22.922	630.064	-1018.423	935.883
L2	0.000	448.142	-44.814	663.416	-1093.011	1069.599
L3	0.000	40.523	-4.052	217.505	-347.710	308.845
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	155.692	0.000	311.384	0.000	467.076	0.000
WL	30.697	0.000	61.393	0.000	92.090	0.000
G-LO2	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-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Q1-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Q3	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
COL-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

구 분	S4(절점8)		S5(절점9)		S6(절점21)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	-8187.664	5247.700	-12233.622	6737.992	-12290.877	-6661.226
L1	-1880.372	1345.964	-2900.612	1705.358	-2721.082	-1613.041
L2	-2078.112	1355.974	-3105.940	1707.471	-1088.628	-714.600
L3	-632.156	570.533	-1064.620	736.233	-3081.659	-1678.781
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	622.768	0.000	778.460	0.000	-778.460	0.000
WL	122.787	0.000	153.483	0.000	-153.483	0.000
G-LO2	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-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Q1-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Q3	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
COL-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

구 분	S7(절점23)		S8(절점24)		S9(절점27)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	-7630.502	-5151.115	-4387.480	-4040.344	-84.694	-2445.697
L1	-1642.117	-1215.051	-916.055	-921.399	-6.676	-542.265
L2	-595.587	-555.226	-362.408	-295.913	-6.074	-212.483
L3	-1906.880	-1322.949	-1088.360	-1038.731	-7.389	-644.586
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	-622.768	0.000	-467.076	0.000	-311.384	0.000
WL	-122.787	0.000	-92.090	0.000	-61.393	0.000
G-LO2	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-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Q1-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Q3	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
COL-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

구 분	S10(절점28)	
	M(kN.m)	V(kN)
D	-46.707	-1083.149
L1	0.000	-190.750
L2	0.000	-173.529
L3	0.000	-211.126
W-LO	0.000	0.000
W-TR	-155.692	0.000
WL	-30.697	0.000
G-LO2	0.000	0.000
G-TR	0.000	0.000
E-LO	0.000	0.000
E-TR	0.000	0.000
Q1-TR	0.000	0.000
Q3	0.000	0.000
COL-TR	0.000	0.000

7.2 사용하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 29 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-20653.990	-632.082	0.000	-21991.627	-571.497	-13.456	
SV002	-19562.539	-3969.091	0.000	-20900.176	-3908.506	-13.456	
SV003	-19562.171	3311.957	0.000	-20899.808	3372.542	-13.456	
SV004	-16568.075	3249.117	-626.175	-17905.712	10300.478	-659.772	
SV005	-20653.990	1669.675	-380.685	-21991.627	5962.460	-404.211	
SV006	-19562.539	-1667.334	-380.685	-20900.176	2625.451	-404.211	
SV007	-19562.171	5613.714	-380.685	-20899.808	9906.499	-404.211	
SV008	-20653.990	-632.082	0.000	-21991.627	-571.497	-13.456	
SV009	-20653.990	-632.082	0.000	-21991.627	-571.497	-13.456	
SV010	-19562.539	-3969.091	0.000	-20900.176	-3908.506	-13.456	
SV011	-19562.539	-3969.091	0.000	-20900.176	-3908.506	-13.456	
SV012	-19562.171	3311.957	0.000	-20899.808	3372.542	-13.456	
SV013	-19562.171	3311.957	0.000	-20899.808	3372.542	-13.456	
SV014	-16568.075	3249.117	-626.175	-17905.712	10300.478	-659.772	
SV015	-16568.075	3249.117	-626.175	-17905.712	10300.478	-659.772	
SV016	-20653.990	1669.675	-380.685	-21991.627	5962.460	-404.211	
SV017	-20653.990	1669.675	-380.685	-21991.627	5962.460	-404.211	
SV018	-19562.539	-1667.334	-380.685	-20900.176	2625.451	-404.211	
SV019	-19562.539	-1667.334	-380.685	-20900.176	2625.451	-404.211	
SV020	-19562.171	5613.714	-380.685	-20899.808	9906.499	-404.211	
SV021	-19562.171	5613.714	-380.685	-20899.808	9906.499	-404.211	
SV022	-16568.075	9936.191	2274.000	-17905.712	34715.776	2322.544	
SV023	-20653.990	-632.082	0.000	-21991.627	-444.883	-36.356	
SV024	-19562.539	-3969.091	0.000	-20900.176	-3781.893	-36.356	
SV025	-19562.171	3311.957	0.000	-20899.808	3499.155	-36.356	
SV026	-16568.075	3249.117	-626.175	-17905.712	10427.092	-682.672	

2) 교축방향 (교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SVB01	-20653.990	3155.300	0.000	-21991.627	3155.300	0.000	
SVB02	-19562.539	3049.397	0.000	-20900.176	3049.397	0.000	
SVB03	-19562.171	2994.310	0.000	-20899.808	2994.310	0.000	
SVB04	-16568.075	2449.754	96.861	-17905.712	1228.530	117.001	
SVB05	-20653.990	3028.177	48.430	-21991.627	2417.566	58.500	
SVB06	-19562.539	2922.274	48.430	-20900.176	2311.663	58.500	
SVB07	-19562.171	2867.187	48.430	-20899.808	2256.576	58.500	
SVB08	-20653.990	1841.555	359.958	-21991.627	-2082.001	359.958	
SVB09	-20653.990	4469.045	-359.958	-21991.627	8392.601	-359.958	
SVB10	-19562.539	1735.652	359.958	-20900.176	-2187.904	359.958	
SVB11	-19562.539	4363.142	-359.958	-20900.176	8286.698	-359.958	
SVB12	-19562.171	1680.565	359.958	-20899.808	-2242.991	359.958	
SVB13	-19562.171	4308.055	-359.958	-20899.808	8231.611	-359.958	
SVB14	-16568.075	1136.009	456.819	-17905.712	-4008.771	476.959	
SVB15	-16568.075	3763.498	-263.097	-17905.712	6465.831	-242.957	
SVB16	-20653.990	1714.433	408.388	-21991.627	-2819.735	418.458	
SVB17	-20653.990	4341.922	-311.528	-21991.627	7654.867	-301.458	
SVB18	-19562.539	1608.530	408.388	-20900.176	-2925.638	418.458	
SVB19	-19562.539	4236.019	-311.528	-20900.176	7548.964	-301.458	
SVB20	-19562.171	1553.443	408.388	-20899.808	-2980.725	418.458	
SVB21	-19562.171	4180.932	-311.528	-20899.808	7493.877	-301.458	
SVB22	-16568.075	7413.999	1730.000	-17905.712	26920.999	1824.000	
SVB23	-20653.990	3155.300	0.000	-21991.627	3155.300	0.000	
SVB24	-19562.539	3049.397	0.000	-20900.176	3049.397	0.000	
SVB25	-19562.171	2994.310	0.000	-20899.808	2994.310	0.000	
SVB26	-16568.075	2449.754	96.861	-17905.712	1228.530	117.001	

3) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재12, 절점12)		우측 (부재17, 절점18)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-20109.392	8596.398	-19642.292	-8412.974	
SV002	-20315.954	8598.511	-17511.203	-7514.533	
SV003	-17707.431	7627.273	-20039.355	-8478.714	
SV004	-15434.390	6891.040	-16804.432	-6799.933	
SV005	-19566.678	8596.398	-20185.006	-8412.974	
SV006	-19773.240	8598.511	-18053.916	-7514.533	
SV007	-17164.717	7627.273	-20582.068	-8478.714	
SV008	-20109.392	8596.398	-19642.292	-8412.974	
SV009	-20109.392	8596.398	-19642.292	-8412.974	
SV010	-20315.954	8598.511	-17511.203	-7514.533	
SV011	-20315.954	8598.511	-17511.203	-7514.533	
SV012	-17707.431	7627.273	-20039.355	-8478.714	
SV013	-17707.431	7627.273	-20039.355	-8478.714	
SV014	-15434.390	6891.040	-16804.432	-6799.933	
SV015	-15434.390	6891.040	-16804.432	-6799.933	
SV016	-19566.678	8596.398	-20185.006	-8412.974	
SV017	-19566.678	8596.398	-20185.006	-8412.974	
SV018	-19773.240	8598.511	-18053.916	-7514.533	
SV019	-19773.240	8598.511	-18053.916	-7514.533	
SV020	-17164.717	7627.273	-20582.068	-8478.714	
SV021	-17164.717	7627.273	-20582.068	-8478.714	
SV022	-16212.850	6891.040	-16025.972	-6799.933	
SV023	-20109.392	8596.398	-19642.292	-8412.974	
SV024	-20315.954	8598.511	-17511.203	-7514.533	
SV025	-17707.431	7627.273	-20039.355	-8478.714	
SV026	-15434.390	6891.040	-16804.432	-6799.933	

② 두부보 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점3)		S3(절점6)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	-63.031	1719.584	-235.794	3092.742	-5345.524	5029.010
SV002	-63.031	1938.503	-257.686	3126.094	-5420.112	5162.726
SV003	-63.031	1530.884	-216.924	2680.183	-4674.811	4401.972
SV004	92.661	1490.361	98.512	2462.678	-4015.717	4093.127
SV005	-63.031	1719.584	-127.252	3092.742	-5128.439	5029.010
SV006	-63.031	1938.503	-149.144	3126.094	-5203.027	5162.726
SV007	-63.031	1530.884	-108.382	2680.183	-4457.725	4401.972
SV008	-63.031	1719.584	-235.794	3092.742	-5345.524	5029.010
SV009	-63.031	1719.584	-235.794	3092.742	-5345.524	5029.010
SV010	-63.031	1938.503	-257.686	3126.094	-5420.112	5162.726
SV011	-63.031	1938.503	-257.686	3126.094	-5420.112	5162.726
SV012	-63.031	1530.884	-216.924	2680.183	-4674.811	4401.972
SV013	-63.031	1530.884	-216.924	2680.183	-4674.811	4401.972
SV014	92.661	1490.361	98.512	2462.678	-4015.717	4093.127
SV015	92.661	1490.361	98.512	2462.678	-4015.717	4093.127
SV016	-63.031	1719.584	-127.252	3092.742	-5128.439	5029.010
SV017	-63.031	1719.584	-127.252	3092.742	-5128.439	5029.010
SV018	-63.031	1938.503	-149.144	3126.094	-5203.027	5162.726
SV019	-63.031	1938.503	-149.144	3126.094	-5203.027	5162.726
SV020	-63.031	1530.884	-108.382	2680.183	-4457.725	4401.972
SV021	-63.031	1530.884	-108.382	2680.183	-4457.725	4401.972
SV022	-63.031	1490.361	-212.872	2462.678	-4327.101	4093.127
SV023	-63.031	1719.584	-235.794	3092.742	-5345.524	5029.010
SV024	-63.031	1938.503	-257.686	3126.094	-5420.112	5162.726
SV025	-63.031	1530.884	-216.924	2680.183	-4674.811	4401.972
SV026	92.661	1490.361	98.512	2462.678	-4015.717	4093.127

구 분	S4(절점8)		S5(절점9)		S6(절점21)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	-10068.036	6593.664	-15134.234	8443.350	-15011.960	-8274.267
SV002	-10265.776	6603.674	-15339.562	8445.463	-13379.505	-7375.826
SV003	-8819.820	5818.233	-13298.242	7474.225	-15372.536	-8340.007
SV004	-7720.588	5247.700	-11610.854	6737.992	-13069.337	-6661.226
SV005	-9742.407	6593.664	-14700.063	8443.350	-15554.673	-8274.267
SV006	-9940.148	6603.674	-14905.391	8445.463	-13922.219	-7375.826
SV007	-8494.192	5818.233	-12864.071	7474.225	-15915.250	-8340.007
SV008	-10068.036	6593.664	-15134.234	8443.350	-15011.960	-8274.267
SV009	-10068.036	6593.664	-15134.234	8443.350	-15011.960	-8274.267
SV010	-10265.776	6603.674	-15339.562	8445.463	-13379.505	-7375.826
SV011	-10265.776	6603.674	-15339.562	8445.463	-13379.505	-7375.826
SV012	-8819.820	5818.233	-13298.242	7474.225	-15372.536	-8340.007
SV013	-8819.820	5818.233	-13298.242	7474.225	-15372.536	-8340.007
SV014	-7720.588	5247.700	-11610.854	6737.992	-13069.337	-6661.226
SV015	-7720.588	5247.700	-11610.854	6737.992	-13069.337	-6661.226
SV016	-9742.407	6593.664	-14700.063	8443.350	-15554.673	-8274.267
SV017	-9742.407	6593.664	-14700.063	8443.350	-15554.673	-8274.267
SV018	-9940.148	6603.674	-14905.391	8445.463	-13922.219	-7375.826
SV019	-9940.148	6603.674	-14905.391	8445.463	-13922.219	-7375.826
SV020	-8494.192	5818.233	-12864.071	7474.225	-15915.250	-8340.007
SV021	-8494.192	5818.233	-12864.071	7474.225	-15915.250	-8340.007
SV022	-8187.664	5247.700	-12233.622	6737.992	-12290.877	-6661.226
SV023	-10068.036	6593.664	-15134.234	8443.350	-15011.960	-8274.267
SV024	-10265.776	6603.674	-15339.562	8445.463	-13379.505	-7375.826
SV025	-8819.820	5818.233	-13298.242	7474.225	-15372.536	-8340.007
SV026	-7720.588	5247.700	-11610.854	6737.992	-13069.337	-6661.226

구 분	S7(절점23)		S8(절점24)		S9(절점27)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	-9272.619	-6366.166	-5303.535	-4961.743	-91.370	-2987.962
SV002	-8226.089	-5706.341	-4749.888	-4336.258	-90.767	-2658.180
SV003	-9537.382	-6474.064	-5475.841	-5079.075	-92.083	-3090.283
SV004	-8253.270	-5151.115	-4854.556	-4040.344	-396.078	-2445.697
SV005	-9706.790	-6366.166	-5629.163	-4961.743	-308.455	-2987.962
SV006	-8660.260	-5706.341	-5075.516	-4336.257	-307.853	-2658.180
SV007	-9971.553	-6474.064	-5801.469	-5079.075	-309.168	-3090.283
SV008	-9272.619	-6366.166	-5303.535	-4961.743	-91.370	-2987.962
SV009	-9272.619	-6366.166	-5303.535	-4961.743	-91.370	-2987.962
SV010	-8226.089	-5706.341	-4749.888	-4336.258	-90.767	-2658.180
SV011	-8226.089	-5706.341	-4749.888	-4336.258	-90.767	-2658.180
SV012	-9537.382	-6474.064	-5475.841	-5079.075	-92.083	-3090.283
SV013	-9537.382	-6474.064	-5475.841	-5079.075	-92.083	-3090.283
SV014	-8253.270	-5151.115	-4854.556	-4040.344	-396.078	-2445.697
SV015	-8253.270	-5151.115	-4854.556	-4040.344	-396.078	-2445.697
SV016	-9706.790	-6366.166	-5629.163	-4961.743	-308.455	-2987.962
SV017	-9706.790	-6366.166	-5629.163	-4961.743	-308.455	-2987.962
SV018	-8660.260	-5706.341	-5075.516	-4336.257	-307.853	-2658.180
SV019	-8660.260	-5706.341	-5075.516	-4336.257	-307.853	-2658.180
SV020	-9971.553	-6474.064	-5801.469	-5079.075	-309.168	-3090.283
SV021	-9971.553	-6474.064	-5801.469	-5079.075	-309.168	-3090.283
SV022	-7630.502	-5151.115	-4387.480	-4040.344	-84.694	-2445.697
SV023	-9272.619	-6366.166	-5303.535	-4961.743	-91.370	-2987.962
SV024	-8226.089	-5706.341	-4749.888	-4336.258	-90.767	-2658.180
SV025	-9537.382	-6474.064	-5475.841	-5079.075	-92.083	-3090.283
SV026	-8253.270	-5151.115	-4854.556	-4040.344	-396.078	-2445.697

구 분	S10(절점28)	
	M(kN.m)	V(kN)
SV001	-46.707	-1273.899
SV002	-46.707	-1256.678
SV003	-46.707	-1294.275
SV004	-202.399	-1083.149
SV005	-155.250	-1273.899
SV006	-155.250	-1256.678
SV007	-155.250	-1294.275
SV008	-46.707	-1273.899
SV009	-46.707	-1273.899
SV010	-46.707	-1256.678
SV011	-46.707	-1256.678
SV012	-46.707	-1294.275
SV013	-46.707	-1294.275
SV014	-202.399	-1083.149
SV015	-202.399	-1083.149
SV016	-155.250	-1273.899
SV017	-155.250	-1273.899
SV018	-155.250	-1256.678
SV019	-155.250	-1256.678
SV020	-155.250	-1294.275
SV021	-155.250	-1294.275
SV022	-46.707	-1083.149
SV023	-46.707	-1273.899
SV024	-46.707	-1256.678
SV025	-46.707	-1294.275
SV026	-202.399	-1083.149

7.3 계수하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 29 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-30323.215	-1135.588	0.000	-32062.142	-1056.828	-17.493	
UL002	-27976.595	-8310.158	0.000	-29715.523	-8231.398	-17.493	
UL003	-27975.804	7344.095	0.000	-29714.732	7422.855	-17.493	
UL004	-21538.498	4223.853	-814.028	-23277.425	13390.622	-857.703	
UL005	-26850.187	2170.578	-494.890	-28589.115	7751.198	-525.474	
UL006	-25431.301	-2167.535	-494.890	-27170.228	3413.086	-525.474	
UL007	-25430.822	7297.828	-494.890	-27169.750	12878.449	-525.474	
UL008	-26850.187	-821.706	0.000	-28589.115	-742.946	-17.493	
UL009	-26850.187	-821.706	0.000	-28589.115	-742.946	-17.493	
UL010	-25431.301	-5159.819	0.000	-27170.228	-5081.058	-17.493	
UL011	-25431.301	-5159.819	0.000	-27170.228	-5081.058	-17.493	
UL012	-25430.822	4305.544	0.000	-27169.750	4384.304	-17.493	
UL013	-25430.822	4305.544	0.000	-27169.750	4384.304	-17.493	
UL014	-20710.094	4061.397	-782.719	-22382.140	12875.598	-824.715	
UL015	-20710.094	4061.397	-782.719	-22382.140	12875.598	-824.715	
UL016	-25817.488	2087.094	-475.856	-27489.533	7453.075	-505.264	
UL017	-25817.488	2087.094	-475.856	-27489.533	7453.075	-505.264	
UL018	-24453.174	-2084.168	-475.856	-26125.220	3281.813	-505.264	
UL019	-24453.174	-2084.168	-475.856	-26125.220	3281.813	-505.264	
UL020	-24452.714	7017.142	-475.856	-26124.760	12383.124	-505.264	
UL021	-24452.714	7017.142	-475.856	-26124.760	12383.124	-505.264	
UL022	-16568.075	9936.191	2274.000	-17905.712	34715.776	2322.544	
UL023	-26850.187	-821.706	0.000	-28589.115	-578.348	-47.263	
UL024	-25431.301	-5159.819	0.000	-27170.228	-4916.461	-47.263	
UL025	-25430.822	4305.544	0.000	-27169.750	4548.902	-47.263	
UL026	-19881.690	3898.941	-751.410	-21486.854	12512.510	-819.206	

2) 교축직각방향(편심최대)

① 기둥 : 부재번호 29 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UE001	-25271.368	-1056.745	0.000	-26609.004	-977.985	-17.493	
UE002	-22924.748	-8231.316	0.000	-24262.385	-8152.555	-17.493	
UE003	-22923.957	7422.938	0.000	-24261.594	7501.698	-17.493	
UE004	-16486.651	4302.696	-814.028	-17824.287	13469.465	-857.703	
UE005	-21798.340	2249.421	-494.890	-23135.977	7830.041	-525.474	
UE006	-20379.454	-2088.692	-494.890	-21717.090	3491.929	-525.474	
UE007	-20378.975	7376.671	-494.890	-21716.612	12957.291	-525.474	
UE008	-21798.340	-742.864	0.000	-23135.977	-664.103	-17.493	
UE009	-21798.340	-742.864	0.000	-23135.977	-664.103	-17.493	
UE010	-20379.454	-5080.976	0.000	-21717.090	-5002.216	-17.493	
UE011	-20379.454	-5080.976	0.000	-21717.090	-5002.216	-17.493	
UE012	-20378.975	4384.387	0.000	-21716.612	4463.147	-17.493	
UE013	-20378.975	4384.387	0.000	-21716.612	4463.147	-17.493	
UE014	-15658.247	4140.240	-782.719	-16929.002	12954.441	-824.715	
UE015	-15658.247	4140.240	-782.719	-16929.002	12954.441	-824.715	
UE016	-20765.641	2165.937	-475.856	-22036.395	7531.918	-505.264	
UE017	-20765.641	2165.937	-475.856	-22036.395	7531.918	-505.264	
UE018	-19401.327	-2005.325	-475.856	-20672.082	3360.656	-505.264	
UE019	-19401.327	-2005.325	-475.856	-20672.082	3360.656	-505.264	
UE020	-19400.867	7095.985	-475.856	-20671.622	12461.966	-505.264	
UE021	-19400.867	7095.985	-475.856	-20671.622	12461.966	-505.264	
UE022	-16568.075	3136.857	2274.000	-17905.712	11437.109	2322.544	
UE023	-21798.340	-742.864	0.000	-23135.977	-499.506	-47.263	
UE024	-20379.454	-5080.976	0.000	-21717.090	-4837.618	-47.263	
UE025	-20378.975	4384.387	0.000	-21716.612	4627.745	-47.263	
UE026	-14829.843	3977.784	-751.410	-16033.716	12591.353	-819.206	

3) 교축방향 (교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-30323.215	4485.496	0.000	-32062.142	4485.496	0.000	
ULB02	-27976.595	4257.804	0.000	-29715.523	4257.804	0.000	
ULB03	-27975.804	4139.367	0.000	-29714.732	4139.367	0.000	
ULB04	-21538.498	3184.680	125.919	-23277.425	1597.089	152.101	
ULB05	-26850.187	3936.630	62.959	-28589.115	3142.835	76.051	
ULB06	-25431.301	3798.957	62.959	-27170.228	3005.161	76.051	
ULB07	-25430.822	3727.343	62.959	-27169.750	2933.548	76.051	
ULB08	-26850.187	2394.022	467.945	-28589.115	-2706.602	467.945	
ULB09	-26850.187	5809.758	-467.945	-28589.115	10910.381	-467.945	
ULB10	-25431.301	2256.348	467.945	-27170.228	-2844.275	467.945	
ULB11	-25431.301	5672.084	-467.945	-27170.228	10772.708	-467.945	
ULB12	-25430.822	2184.735	467.945	-27169.750	-2915.889	467.945	
ULB13	-25430.822	5600.471	-467.945	-27169.750	10701.094	-467.945	
ULB14	-20710.094	1420.011	571.023	-22382.140	-5010.964	596.199	
ULB15	-20710.094	4704.373	-328.872	-22382.140	8082.289	-303.696	
ULB16	-25817.488	2143.041	510.485	-27489.533	-3524.669	523.073	
ULB17	-25817.488	5427.402	-389.410	-27489.533	9568.584	-376.822	
ULB18	-24453.174	2010.662	510.485	-26125.220	-3657.048	523.073	
ULB19	-24453.174	5295.024	-389.410	-26125.220	9436.205	-376.822	
ULB20	-24452.714	1941.803	510.485	-26124.760	-3725.907	523.073	
ULB21	-24452.714	5226.165	-389.410	-26124.760	9367.346	-376.822	
ULB22	-16568.075	7413.999	1730.000	-17905.712	26920.999	1824.000	
ULB23	-26850.187	4101.890	0.000	-28589.115	4101.890	0.000	
ULB24	-25431.301	3964.216	0.000	-27170.228	3964.216	0.000	
ULB25	-25430.822	3892.603	0.000	-27169.750	3892.603	0.000	
ULB26	-19881.690	2939.704	116.233	-21486.854	1474.236	140.401	

4) 교축방향(편심최대) (교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UEB01	-25271.368	3674.296	0.000	-26609.004	3674.296	0.000	
UEB02	-22924.748	3446.605	0.000	-24262.385	3446.605	0.000	
UEB03	-22923.957	3328.168	0.000	-24261.594	3328.168	0.000	
UEB04	-16486.651	2373.480	125.919	-17824.287	785.890	152.101	
UEB05	-21798.340	3125.431	62.959	-23135.977	2331.636	76.051	
UEB06	-20379.454	2987.757	62.959	-21717.090	2193.962	76.051	
UEB07	-20378.975	2916.144	62.959	-21716.612	2122.349	76.051	
UEB08	-21798.340	1582.822	467.945	-23135.977	-3517.801	467.945	
UEB09	-21798.340	4998.558	-467.945	-23135.977	10099.182	-467.945	
UEB10	-20379.454	1445.148	467.945	-21717.090	-3655.475	467.945	
UEB11	-20379.454	4860.884	-467.945	-21717.090	9961.508	-467.945	
UEB12	-20378.975	1373.535	467.945	-21716.612	-3727.088	467.945	
UEB13	-20378.975	4789.271	-467.945	-21716.612	9889.895	-467.945	
UEB14	-15658.247	608.812	571.023	-16929.002	-5822.163	596.199	
UEB15	-15658.247	3893.173	-328.872	-16929.002	7271.090	-303.696	
UEB16	-20765.641	1331.841	510.485	-22036.395	-4335.869	523.073	
UEB17	-20765.641	4616.203	-389.410	-22036.395	8757.384	-376.822	
UEB18	-19401.327	1199.462	510.485	-20672.082	-4468.248	523.073	
UEB19	-19401.327	4483.824	-389.410	-20672.082	8625.005	-376.822	
UEB20	-19400.867	1130.604	510.485	-20671.622	-4537.107	523.073	
UEB21	-19400.867	4414.965	-389.410	-20671.622	8556.146	-376.822	
UEB22	-16568.075	4273.999	1730.000	-17905.712	10776.332	1824.000	
UEB23	-21798.340	3290.690	0.000	-23135.977	3290.690	0.000	
UEB24	-20379.454	3153.016	0.000	-21717.090	3153.016	0.000	
UEB25	-20378.975	3081.403	0.000	-21716.612	3081.403	0.000	
UEB26	-14829.843	2128.505	116.233	-16033.716	663.037	140.401	

5) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재12, 절점12)		우측 (부재17, 절점18)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-29454.270	12624.871	-28608.852	-12307.951	
UL002	-29898.378	12629.414	-24027.010	-10376.302	
UL003	-24290.054	10541.252	-29462.536	-12449.292	
UL004	-20064.708	8958.352	-21845.762	-8839.912	
UL005	-25436.682	11175.317	-26240.508	-10936.866	
UL006	-25705.213	11178.064	-23470.091	-9768.892	
UL007	-22314.133	9915.454	-26756.689	-11022.328	
UL008	-26142.209	11175.317	-25534.980	-10936.866	
UL009	-26142.209	11175.317	-25534.980	-10936.866	
UL010	-26410.740	11178.064	-22764.564	-9768.892	
UL011	-26410.740	11178.064	-22764.564	-9768.892	
UL012	-23019.660	9915.454	-26051.161	-11022.328	
UL013	-23019.660	9915.454	-26051.161	-11022.328	
UL014	-19292.988	8613.800	-21005.540	-8499.916	
UL015	-19292.988	8613.800	-21005.540	-8499.916	
UL016	-24458.348	10745.497	-25231.257	-10516.217	
UL017	-24458.348	10745.497	-25231.257	-10516.217	
UL018	-24716.551	10748.138	-22567.396	-9393.166	
UL019	-24716.551	10748.138	-22567.396	-9393.166	
UL020	-21455.897	9534.091	-25727.585	-10598.392	
UL021	-21455.897	9534.091	-25727.585	-10598.392	
UL022	-16212.850	6891.040	-16025.972	-6799.933	
UL023	-26142.209	11175.317	-25534.980	-10936.866	
UL024	-26410.740	11178.064	-22764.564	-9768.892	
UL025	-23019.660	9915.454	-26051.161	-11022.328	
UL026	-18521.269	8269.248	-20165.319	-8159.919	

② 두부보 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점3)		S3(절점6)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	-81.940	2430.299	-326.017	4556.119	-7814.841	7333.213
UL002	-81.940	2900.975	-373.084	4627.826	-7975.205	7620.703
UL003	-81.940	2024.594	-285.446	3669.118	-6372.808	5985.082
UL004	120.460	1937.470	128.066	3201.482	-5220.431	5321.065
UL005	-81.940	2235.460	-165.427	4020.565	-6666.970	6537.713
UL006	-81.940	2520.054	-193.887	4063.923	-6763.935	6711.544
UL007	-81.940	1990.150	-140.896	3484.238	-5795.043	5722.563
UL008	-81.940	2235.460	-306.533	4020.565	-6949.181	6537.713
UL009	-81.940	2235.460	-306.533	4020.565	-6949.181	6537.713
UL010	-81.940	2520.054	-334.992	4063.923	-7046.146	6711.544
UL011	-81.940	2520.054	-334.992	4063.923	-7046.146	6711.544
UL012	-81.940	1990.150	-282.002	3484.238	-6077.254	5722.563
UL013	-81.940	1990.150	-282.002	3484.238	-6077.254	5722.563
UL014	115.826	1862.952	123.140	3078.348	-5019.646	5116.408
UL015	115.826	1862.952	123.140	3078.348	-5019.646	5116.408
UL016	-78.789	2149.480	-159.065	3865.928	-6410.548	6286.262
UL017	-78.789	2149.480	-159.065	3865.928	-6410.548	6286.262
UL018	-78.789	2423.129	-186.429	3907.618	-6503.783	6453.407
UL019	-78.789	2423.129	-186.429	3907.618	-6503.783	6453.407
UL020	-78.789	1913.605	-135.477	3350.229	-5572.157	5502.465
UL021	-78.789	1913.605	-135.477	3350.229	-5572.157	5502.465
UL022	-63.031	1490.361	-212.872	2462.678	-4327.101	4093.127
UL023	-81.940	2235.460	-306.533	4020.565	-6949.181	6537.713
UL024	-81.940	2520.054	-334.992	4063.923	-7046.146	6711.544
UL025	-81.940	1990.150	-282.002	3484.238	-6077.254	5722.563
UL026	111.193	1788.434	118.214	2955.214	-4818.860	4911.752

구 분	S4(절점8)		S5(절점9)		S6(절점21)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	-14686.762	9715.833	-22140.025	12425.909	-21828.468	-12127.632
UL002	-15111.904	9737.355	-22581.480	12430.452	-18318.690	-10195.984
UL003	-12003.099	8048.657	-18192.642	10342.291	-22603.707	-12268.973
UL004	-10036.764	6822.011	-15094.110	8759.390	-16990.139	-8659.594
UL005	-12665.130	8571.764	-19110.082	10976.355	-20221.075	-10756.548
UL006	-12922.192	8584.777	-19377.009	10979.102	-18098.884	-9588.574
UL007	-11042.450	7563.703	-16723.293	9716.493	-20689.825	-10842.010
UL008	-13088.446	8571.764	-19674.504	10976.355	-19515.548	-10756.548
UL009	-13088.446	8571.764	-19674.504	10976.355	-19515.548	-10756.548
UL010	-13345.509	8584.777	-19941.431	10979.102	-17393.357	-9588.574
UL011	-13345.509	8584.777	-19941.431	10979.102	-17393.357	-9588.574
UL012	-11465.766	7563.703	-17287.715	9716.493	-19984.297	-10842.010
UL013	-11465.766	7563.703	-17287.715	9716.493	-19984.297	-10842.010
UL014	-9650.735	6559.626	-14513.567	8422.490	-16336.672	-8326.533
UL015	-9650.735	6559.626	-14513.567	8422.490	-16336.672	-8326.533
UL016	-12178.009	8242.081	-18375.079	10554.188	-19443.342	-10342.834
UL017	-12178.009	8242.081	-18375.079	10554.188	-19443.342	-10342.834
UL018	-12425.185	8254.593	-18631.739	10556.829	-17402.773	-9219.783
UL019	-12425.185	8254.593	-18631.739	10556.829	-17402.773	-9219.783
UL020	-10617.740	7272.792	-16080.089	9342.781	-19894.062	-10425.009
UL021	-10617.740	7272.792	-16080.089	9342.781	-19894.062	-10425.009
UL022	-8187.664	5247.700	-12233.622	6737.992	-12290.877	-6661.226
UL023	-13088.446	8571.764	-19674.504	10976.355	-19515.548	-10756.548
UL024	-13345.509	8584.777	-19941.431	10979.102	-17393.357	-9588.574
UL025	-11465.766	7563.703	-17287.715	9716.493	-19984.297	-10842.010
UL026	-9264.705	6297.241	-13933.024	8085.591	-15683.205	-7993.472

구 분	S7(절점23)		S8(절점24)		S9(절점27)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	-13450.205	-9308.810	-7673.242	-7233.456	-124.456	-4345.276
UL002	-11200.165	-7890.186	-6482.901	-5888.661	-123.160	-3636.245
UL003	-14019.445	-9540.790	-8043.699	-7485.719	-125.989	-4565.267
UL004	-10729.251	-6696.450	-6310.923	-5252.448	-514.901	-3179.407
UL005	-12618.827	-8276.016	-7317.912	-6450.267	-400.992	-3884.351
UL006	-11258.338	-7418.244	-6598.171	-5637.135	-400.208	-3455.635
UL007	-12963.019	-8416.284	-7541.909	-6602.798	-401.919	-4017.369
UL008	-12054.405	-8276.016	-6894.596	-6450.267	-118.781	-3884.351
UL009	-12054.405	-8276.016	-6894.596	-6450.267	-118.781	-3884.351
UL010	-10693.916	-7418.244	-6174.854	-5637.135	-117.997	-3455.635
UL011	-10693.916	-7418.244	-6174.854	-5637.135	-117.997	-3455.635
UL012	-12398.597	-8416.284	-7118.593	-6602.798	-119.708	-4017.369
UL013	-12398.597	-8416.284	-7118.593	-6602.798	-119.708	-4017.369
UL014	-10316.588	-6438.894	-6068.195	-5050.431	-495.097	-3057.122
UL015	-10316.588	-6438.894	-6068.195	-5050.431	-495.097	-3057.122
UL016	-12133.488	-7957.708	-7036.454	-6202.179	-385.569	-3734.953
UL017	-12133.488	-7957.708	-7036.454	-6202.179	-385.569	-3734.953
UL018	-10825.325	-7132.927	-6344.395	-5420.322	-384.816	-3322.726
UL019	-10825.325	-7132.927	-6344.395	-5420.322	-384.816	-3322.726
UL020	-12464.441	-8092.581	-7251.836	-6348.844	-386.461	-3862.854
UL021	-12464.441	-8092.581	-7251.836	-6348.844	-386.461	-3862.854
UL022	-7630.502	-5151.115	-4387.480	-4040.344	-84.694	-2445.697
UL023	-12054.405	-8276.016	-6894.596	-6450.267	-118.781	-3884.351
UL024	-10693.916	-7418.244	-6174.854	-5637.135	-117.997	-3455.635
UL025	-12398.597	-8416.284	-7118.593	-6602.798	-119.708	-4017.369
UL026	-9903.924	-6181.338	-5825.468	-4848.413	-475.293	-2934.837

구 분	S10(절점28)	
	M(kN.m)	V(kN)
UL001	-60.720	-1818.206
UL002	-60.720	-1781.181
UL003	-60.720	-1862.015
UL004	-263.119	-1408.094
UL005	-201.825	-1656.069
UL006	-201.825	-1633.682
UL007	-201.825	-1682.558
UL008	-60.720	-1656.069
UL009	-60.720	-1656.069
UL010	-60.720	-1633.682
UL011	-60.720	-1633.682
UL012	-60.720	-1682.558
UL013	-60.720	-1682.558
UL014	-252.999	-1353.936
UL015	-252.999	-1353.936
UL016	-194.063	-1592.374
UL017	-194.063	-1592.374
UL018	-194.063	-1570.848
UL019	-194.063	-1570.848
UL020	-194.063	-1617.844
UL021	-194.063	-1617.844
UL022	-46.707	-1083.149
UL023	-60.720	-1656.069
UL024	-60.720	-1633.682
UL025	-60.720	-1682.558
UL026	-242.879	-1299.779

8. 두부보 설계

8.1 내민보의 설계 : 좌측 (절점 12)

1) 내민길이의 산정

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

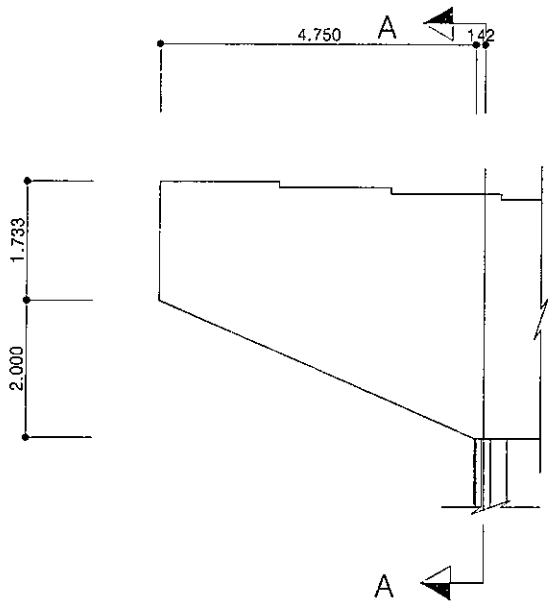
① 기둥의 단면적

$A = \pi \times 2.500^2 / 4 = 4.909\ m^2$

② 치환단면의 한변길이

$L = \sqrt{4.909} = 2.216\ m$

☞ 위험단면은 기둥끝단으로부터 0.142m(= 1.250 - 2.216/2)에 위치한다.



2) 브래킷 판정

① 위험단면에서의 작용력 : 『단면력 집계』 참조

Vu = 12629.414 kN - "ULO-02"

Mu = 29898.378 kN.m

Nu = 0.000 kN

② 브래킷 판정

a = 29898.378 / 12629.414 = 2.367 m

d = 3.250 - 0.192 = 3.057 m

a/d = 2.367 / 3.057 = 0.774 ≤ 1.0 ∴ 브래킷으로 검토

3) 브래킷 검토

* 단면제원 및 설계가정

fck=27MPa, fy=400MPa, Φ=0.80, Φf=0.80, Φv=0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	외단길이(mm)	Vu(kN)
3000.0	3249.7	3057.3	100.0	2711.7	12629.4

a = 2367.361 mm, d = 3057.287 mm

a / d (= 0.774) ≤ 1 → Bracket으로 설계. [콘크리트 구조설계기준] 7.9.2

지압면의 외단길이 ≥ 0.5d , 2711.728 mm ≥ 0.5 x 3057.287 mm ∴ O.K

① 설계 단면력 산정

Vu = 12629.414 kN

Nuc = 0.20 x 12629.414 = 2525.883 kN

Mu = Mu' + Nuc x (h - d)

= 29898.378 + 2525.883 x (3.250 - 3.057)

= 30384.422 kN.m

② 전단마찰철근(Avf)의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우 , [도로교 설계기준] 4.4.6.4

Vn_max ≤ 0.2 x fck x bo x d , 5.6 x bo x d

≤ 0.2 x 27 x 3000.000 x 3057.287 = 49528.042 kN

≤ 5.6 x 3000.000 x 3057.287 = 51362.414 kN

ΦVn_max = 0.80 x 49528.042 = 39622.434 kN ≥ Vu (=12629.414 kN) ∴ O.K

$$Avf = \frac{Vu}{\Phi v \times fy \times \mu}$$ (Φv=0.80, μ=1.4λ, λ=1.0 ; 일체로 친 보통 콘크리트)

= 12629414.000 / (0.80 x 400 x 1.4)

= 28190.656 mm²

③ 휨모멘트 철근(Af)의 설계

Mu = 29898.378 + 2525.883 x (3.250 - 3.057) = 30384.422 kN.m

$$a = \frac{Af \times fy}{0.85 \times fck \times B}$$

Mn = Mu / Φ = Af x fy x (d - a/2) → 위의 a를 대입하여 Af를 이차방정식으로 푼다.

$$Af = \frac{d - \sqrt{[d^2 - 4 \times Mu / (1.7 \times fck \times B \times \Phi)]}}{2 \times fy / (1.7 \times fck \times B)}$$

= 32097.446 mm²

④ 수평인장 철근(An)의 설계

Nuc = 0.20 x 12629.414 = 2525.883 kN

An = Nuc / (Φ x fy) = 7893.384 mm²

⑤ 주인장철근(As)의 산정

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

→ As = 39990.830 mm²

As(min) = 0.04 x (fck / fy) x B x d
= 0.04 x (27 / 400) x 3000.000 x 3057.287
= 24764.021 mm²
Use As = 42996.000 mm² (철근도심 192.43 mm)
1단 : H29-12.0EA + H29-12.0EA , d1 = 100.00 mm
2단 : H29-12.0EA + H29-12.0EA , d2 = 200.00 mm
3단 : H25-12.0EA + H25-12.0EA , d3 = 300.00 mm
Use As ≥ 39990.830 mm² , 24764.021 mm² ∴ O.K

⑥ 폐쇄 스터럽,띠철근(Ah)의 산정
Ah = 0.5 x (As - An) = 0.5 x (39990.830 - 7893.384)
= 16048.723 mm²
사용철근량 (1단) : H19 - 6.0 EA = 1719.000 mm²
철근의 배치 범위 : 2/3 d = 2/3 x 3057.29 = 2038.19 mm구간에 12.0 단 설치
▶ 사용철근량(12.0단) : H19 - 72.00 EA = 20628.000 mm² ≥ 16048.723 mm² ∴ 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 = 2.4 < 2d(=6.299) ∴ 깊은 보로 전단설계
- a/2 = 1.184 m (< d = 3.150 m) L 위험단면 위치
- Vu = 9787.036 kN - "ULO-02
부재번호 : 8 (I단 : 절점8, J단 : 절점9) 부재길이(L) : 0.758 m
Vui = 9737.355 kN (I단), Vuj = 9975.218 kN (J단)
검토위치(Lc) = 3.708 m (두부보 좌측단에서의 거리)
Vu = Vui + (Vuj - Vui)/L x (Lc - I단 좌표)
= 9737.355 + (9975.218 - 9737.355)/0.758 x (3.708 - 3.550)
= 9787.036 kN

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3000.0	4734.7	3057.3	9787.0	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 3000.00 x 3057.29

= 31772.254 kN ≥ Vu(= 9787.036 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3000.00 x 3057.29 = 6354.451 kN

< Vu (= 9787.036 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1125.000 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=675.000 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 14014.602 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (14014.602 + 7943.064)

= 17566.132 kN ≥ Vu(= 9787.036 kN) ∴ O.K

5) 수평력에 의한 검토

- 교축방향 지진시 수평력과 두부보관성력으로 교축방향 모멘트를 산정

→ 두부보자중에의한 관성력 산정 : 설계수평진도 (Kh = 0.154 x 1.000 = 0.154)

w1 = 1.733 x 4.892 x 3.000 x 25.000 x 0.154 = 97.919 kN

w2 = 2.000 x (4.892-0.142) / 2 x 3.000 x 25.000 x 0.154 = 54.862 kN

w3 = 2.000 x (4.892-4.750) x 3.000 x 25.000 x 0.154 = 3.280 kN

Vc = 97.919 + 54.862 + 3.280 = 156.062 kN

Mc = 97.919 x 2.446 + 54.862 x 1.725 + 3.280 x 0.071 = 334.399 kN.m

Vu = 181.740 + 180.940 + 180.230 + 157.870 + 156.370 + 156.062(Vc)

= 1013.212 kN

Mu = 181.740 x 3.943 + 180.940 x 2.263 + 180.230 x 0.584 +

157.870 x 3.843 + 156.370 x 1.342 + 334.399(Mc)

= 2382.140 kN.m

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
3249.7	3000.0	2900.0	100.0	2382.1	1013.2

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 7742.700 x 400.00 = 3097080.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 3249.712 = 74580.888 x a

T = C 이므로, a = 41.526 mm, c = 41.526 / β1 = 41.526 / 0.85 = 48.855 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2900.00 - 48.855) / 48.855 = 0.17508

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2421.385 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 7742.7 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 3.198]

1단 : H19 - 18.0 EA, H29 - 2.0 EA (= 6441.8 mm²)

2단 : H25 - 1.0 EA, H32 - 1.0 EA (= 1300.9 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00082

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 41.526 mm

ΦMn = 0.85 x 7742.700 x 400 x (2900.00 - a/2) = 7579.643 kN.m

≥ Mu (= 2382.140 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.182]

* 전단에 대한 검토 (d = 2900.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3249.71 x 2900.00 = 6529.253 kN

ΦVc/2 ≥ Vu (= 1013.212 kN) , 전단보강 불필요.

6) 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 20315.954 x 1000000 / [42996.000 x (3057.287 - 689.298/3)]

= 167.110 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x42996.000/3000.0 + 7x42996.000/3000.0 x √[(1 + 2x3000.0x3057.3/(7x42996.000)]

= 689.298 mm

사용철근량 = 42996.0 mm² (철근도심 : 192.4 mm)

1단 : H29 - 24.0 EA (= 15417.6 mm²)

2단 : H29 - 24.0 EA (= 15417.6 mm²)

3단 : H25 - 24.0 EA (= 12160.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 167.11) - 2.5 x 85.50 = 257.50 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 167.11) = 377.00 mm

Sa는 작은 값인 257.50 mm 를 적용

S = 3000.00 / 24.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 257.50 mm) ∴ O.K

7) 수평력 검토에 의한 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2382.140 x 1000000 / [7742.700 x (2900.000 - 294.788/3)]

= 109.811 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x7742.700/3249.7 + 7x7742.700/3249.7 x √[(1 + 2x3249.7x2900.0/(7x7742.700)]

= 294.788 mm

사용철근량 = 7742.7 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H19 - 18.0 EA, H29 - 2.0 EA (= 6441.8 mm²)

2단 : H25 - 1.0 EA, H32 - 1.0 EA (= 1300.9 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 109.81) - 2.5 x 85.50 = 503.39 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 109.81) = 573.71 mm

Sa는 작은 값인 503.39 mm 를 적용

S = 3249.71 / 20.0 EA = 162.49 ≤ Sa (= 503.39 mm) ∴ O.K

8.2 내민보의 설계 : 우측 (절점 18)

1) 내민길이의 산정

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

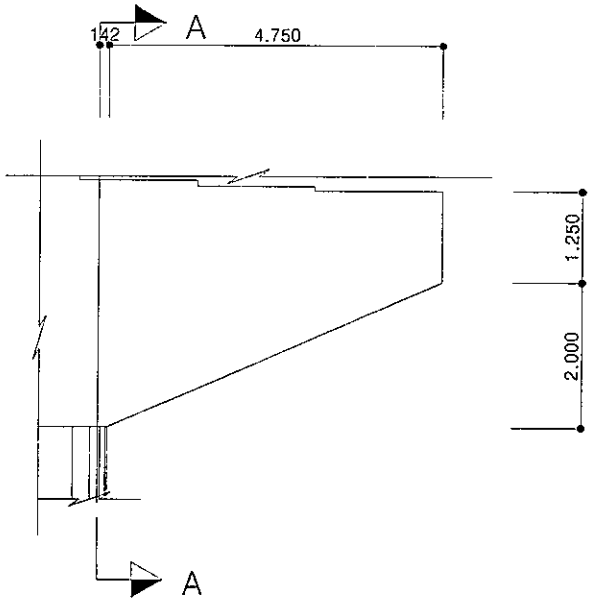
① 기둥의 단면적

$A = \pi \times 2.500^2 / 4 = 4.909\ m^2$

② 치환단면의 한변길이

$L = \sqrt{4.909} = 2.216\ m$

☞ 위험단면은 기둥끝단으로부터 0.142m(= 1.250 - 2.216/2)에 위치한다.



2) 브래킷 판정

① 위험단면에서의 작용력 : 『단면력 집계』 참조

Vu = 12449.292 kN - "ULO-03"

Mu = 29462.536 kN.m

Nu = 0.000 kN

② 브래킷 판정

a = 29462.536 / 12449.292 = 2.367 m

d = 3.250 - 0.192 = 3.057 m

a/d = 2.367 / 3.057 = 0.774 ≤ 1.0 ∴ 브래킷으로 검토

3) 브래킷 검토

* 단면제원 및 설계가정

fck=27MPa, fy=400MPa, Φ=0.80, Φf=0.80, Φv=0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	외단길이(mm)	Vu(kN)
3000.0	3249.7	3057.3	100.0	2376.0	12449.3

a = 2366.603 mm, d = 3057.287 mm

a / d (= 0.774) ≤ 1 → Bracket으로 설계. [콘크리트 구조설계기준] 7.9.2

지압면의 외단길이 ≥ 0.5d , 2376.042 mm ≥ 0.5 x 3057.287 mm ∴ O.K

① 설계 단면력 산정

Vu = 12449.292 kN

Nuc = 0.20 x 12449.292 = 2489.858 kN

Mu = Mu' + Nuc x (h - d)

= 29462.536 + 2489.858 x (3.250 - 3.057)

= 29941.648 kN.m

② 전단마찰철근(Avf)의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우 , [도로교 설계기준] 4.4.6.4

Vn_max ≤ 0.2 x fck x bo x d , 5.6 x bo x d

≤ 0.2 x 27 x 3000.000 x 3057.287 = 49528.042 kN

≤ 5.6 x 3000.000 x 3057.287 = 51362.414 kN

ΦVn_max = 0.80 x 49528.042 = 39622.434 kN ≥ Vu (=12449.292 kN) ∴ O.K

$$Avf = \frac{Vu}{\Phi v \times fy \times \mu}$$ (Φv=0.80, μ=1.4λ, λ=1.0 ; 일체로 친 보통 콘크리트)

= 12449292.000 / (0.80 x 400 x 1.4)

= 27788.598 mm²

③ 휨모멘트 철근(Af)의 설계

Mu = 29462.536 + 2489.858 x (3.250 - 3.057) = 29941.648 kN.m

$$a = \frac{Af \times fy}{0.85 \times fck \times B}$$

Mn = Mu / Φ = Af x fy x (d - a/2) → 위의 a를 대입하여 Af를 이차방정식으로 푼다.

$$Af = \frac{d - \sqrt{[d^2 - 4 \times Mu / (1.7 \times fck \times B \times \Phi)]}}{2 \times fy / (1.7 \times fck \times B)}$$

= 31613.755 mm²

④ 수평인장 철근(An)의 설계

Nuc = 0.20 x 12449.292 = 2489.858 kN

An = Nuc / (Φ x fy) = 7780.807 mm²

⑤ 주인장철근(As)의 산정

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

→ As = 39394.562 mm²

As(min) = 0.04 x (fck / fy) x B x d
= 0.04 x (27 / 400) x 3000.000 x 3057.287
= 24764.021 ㎟
Use As = 42996.000 ㎟ (철근도심 192.43 ㎜)
1단 : H29-12.0EA + H29-12.0EA , d1 = 100.00 ㎜
2단 : H29-12.0EA + H29-12.0EA , d2 = 200.00 ㎜
3단 : H25-12.0EA + H25-12.0EA , d3 = 300.00 ㎜
Use As ≥ 39394.562 ㎟ , 24764.021 ㎟ ∴ O.K

⑥ 폐쇄 스터럽,띠철근(Ah)의 산정
Ah = 0.5 x (As - An) = 0.5 x (39394.562 - 7780.807)
= 15806.877 ㎟
사용철근량 (1단) : H19 - 6.0 EA = 1719.000 ㎟
철근의 배치 범위 : 2/3 d = 2/3 x 3057.29 = 2038.19 ㎜구간에 12.0 단 설치
▶ 사용철근량(12.0단) : H19 - 72.00 EA = 20628.000 ㎟ ≥ 15806.877 ㎟ ∴ 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 = 2.4 < 2d(=6.299) ∴ 깊은 보로 전단설계
- a/2 = 1.183 m (< d = 3.150 m) L 위험단면 위치
- Vu = 9615.750 kN - "ULO-03
부재번호 : 21 (I단 : 절점21, J단 : 절점22) 부재길이(L) : 0.838 m
Vui = -9799.804 kN (I단), Vuj = -9554.321 kN (J단)
검토위치(Lc) = 8.291 m (두부보 좌측단에서의 거리)
Vu = Vui + (Vuj - Vui)/L x (Lc - I단 좌표)
= -9799.804 + (-9554.321 - -9799.804)/0.838 x (8.291 - 7.663)
= -9615.750 kN

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3000.0	4733.2	3057.3	9615.8	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 3000.00 x 3057.29

= 31772.254 kN ≥ Vu(= 9615.750 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3000.00 x 3057.29 = 6354.451 kN

< Vu (= 9615.750 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1125.000 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=675.000 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 14014.602 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (14014.602 + 7943.064)

= 17566.132 kN ≥ Vu(= 9615.750 kN) ∴ O.K

5) 수평력에 의한 검토

- 교축방향 지진시 수평력과 두부보관성력으로 교축방향 모멘트를 산정

→ 두부보자중에의한 관성력 산정 : 설계수평진도 (Kh = 0.154 x 1.000 = 0.154)

w1 = 1.733 x 4.892 x 3.000 x 25.000 x 0.154 = 97.919 kN

w2 = 2.000 x (4.892-0.142) / 2 x 3.000 x 25.000 x 0.154 = 54.862 kN

w3 = 2.000 x (4.892-4.750) x 3.000 x 25.000 x 0.154 = 3.280 kN

Vc = 97.919 + 54.862 + 3.280 = 156.062 kN

Mc = 97.919 x 2.446 + 54.862 x 1.725 + 3.280 x 0.071 = 334.399 kN.m

Vu = 180.270 + 180.830 + 181.400 + 153.950 + 153.930 + 156.062(Vc)

= 1006.442 kN

Mu = 180.270 x 0.555 + 180.830 x 2.231 + 181.400 x 3.908 +

153.950 x 1.443 + 153.930 x 3.943 + 334.399(Mc)

= 2375.830 kN.m

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
3249.7	3000.0	2900.0	100.0	2375.8	1006.4

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 7742.700 x 400.00 = 3097080.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 3249.712 = 74580.888 x a

T = C 이므로, a = 41.526 mm, c = 41.526 / β1 = 41.526 / 0.85 = 48.855 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2900.00 - 48.855) / 48.855 = 0.17508

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2414.957 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 7742.7 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 3.206]

1단 : H19 - 18.0 EA, H29 - 2.0 EA (= 6441.8 mm²)

2단 : H25 - 1.0 EA, H32 - 1.0 EA (= 1300.9 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00082

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 41.526 mm

ΦMn = 0.85 x 7742.700 x 400 x (2900.00 - a/2) = 7579.643 kN.m

≥ Mu (= 2375.830 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.190]

* 전단에 대한 검토 (d = 2900.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3249.71 x 2900.00 = 6529.253 kN

ΦVc/2 ≥ Vu (= 1006.442 kN) , 전단보강 불필요.

6) 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 20582.068 x 1000000 / [42996.000 x (3057.287 - 689.298/3)]

= 169.299 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x42996.000/3000.0 + 7x42996.000/3000.0 x √[(1 + 2x3000.0x3057.3/(7x42996.000)]

= 689.298 mm

사용철근량 = 42996.0 mm² (철근도심 : 192.4 mm)

1단 : H29 - 24.0 EA (= 15417.6 mm²)

2단 : H29 - 24.0 EA (= 15417.6 mm²)

3단 : H25 - 24.0 EA (= 12160.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 169.30) - 2.5 x 85.50 = 251.40 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 169.30) = 372.12 mm

Sa는 작은 값인 251.40 mm 를 적용

S = 3000.00 / 24.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 251.40 mm) ∴ O.K

7) 수평력 검토에 의한 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2375.830 x 1000000 / [7742.700 x (2900.000 - 294.788/3)]

= 109.521 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x7742.700/3249.7 + 7x7742.700/3249.7 x √[(1 + 2x3249.7x2900.0/(7x7742.700)]

= 294.788 mm

사용철근량 = 7742.7 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H19 - 18.0 EA, H29 - 2.0 EA (= 6441.8 mm²)

2단 : H25 - 1.0 EA, H32 - 1.0 EA (= 1300.9 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 109.52) - 2.5 x 85.50 = 505.29 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 109.52) = 575.23 mm

Sa는 작은 값인 505.29 mm 를 적용

S = 3249.71 / 20.0 EA = 162.49 ≤ Sa (= 505.29 mm) ∴ O.K

8.3 교량받침 위치 검토

1) 받침위치1(교량받침1) : UL0-02(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 = 0.028 (81.94/2900.97) < 2d(=4.065) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3000.0	4734.7	1940.2	2901.0	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 3000.00 x 1940.15

= 20162.668 kN ≥ Vu(= 2900.975 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3000.00 x 1940.15 = 4032.534 kN

≥ Vu (= 2900.975 kN) , 전단보강 불필요.

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 63.031 x 1000000 / [42996.000 x (1940.154 - 531.620/3)]

= 0.832 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x42996.000/3000.0 + 7x42996.000/3000.0 x √[(1 + 2x3000.0x1940.2/(7x42996.000)]

= 531.620 mm

사용철근량 = 42996.0 mm² (철근도심 : 192.4 mm)

1단 : H29 - 24.0 EA (= 15417.6 mm²)

2단 : H29 - 24.0 EA (= 15417.6 mm²)

3단 : H25 - 24.0 EA (= 12160.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 0.83) - 2.5 x 85.50 = 94489.52 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 0.83) = 75762.62 mm

Sa는 작은 값인 75762.62 mm 를 적용

S = 3000.00 / 24.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 75762.62 mm) ∴ O.K

2) 받침위치2(교량받침8) : UL0-02(절점 3)

: 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 = 0.081 (373.08/4627.83) < 2d(=4.149) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3000.0	4734.7	1982.3	4627.8	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 3000.00 x 1982.26

= 20600.238 kN ≥ Vu(= 4627.826 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3000.00 x 1982.26 = 4120.048 kN

< Vu (= 4627.826 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1125.000 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=675.000 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 9086.675 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (9086.675 + 5150.060)

= 11389.387 kN ≥ Vu(= 4627.826 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 257.686 x 1000000 / [42996.000 x (1982.259 - 538.269/3)]

= 3.324 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x42996.000/3000.0 + 7x42996.000/3000.0 x √[(1 + 2x3000.0x1982.3/(7x42996.000)]

= 538.269 mm

사용철근량 = 42996.0 mm² (철근도심 : 192.4 mm)

1단 : H29 - 24.0 EA (= 15417.6 mm²)

2단 : H29 - 24.0 EA (= 15417.6 mm²)

3단 : H25 - 24.0 EA (= 12160.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 3.32) - 2.5 x 85.50 = 23475.08 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 3.32) = 18951.06 mm

Sa는 작은 값인 18951.06 mm 를 적용

S = 3000.00 / 24.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 18951.06 mm) ∴ O.K

3) 받침위치3(교량받침2) : ULO-02(절점 6)

: 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 = 1.047 (7975.20/7620.70) < 2d(=5.311) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3000.0	4734.7	2563.2	7620.7	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 3000.00 x 2563.24

= 26638.012 kN ≥ Vu(= 7620.703 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3000.00 x 2563.24 = 5327.602 kN

< Vu (= 7620.703 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1125.000 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=675.000 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 11749.910 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (11749.910 + 6659.503)

= 14727.530 kN ≥ Vu(= 7620.703 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 5420.112 x 1000000 / [42996.000 x (2563.244 - 623.813/3)]

= 53.522 MPa

$x = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$

$= -7x42996.000/3000.0 + 7x42996.000/3000.0 \times \sqrt{[(1 + 2x3000.0x2563.2/(7x42996.000)]}$

$= 623.813$ mm

사용철근량 = 42996.0 mm² (철근도심 : 192.4 mm)

1단 : H29 - 24.0 EA (= 15417.6 mm²)

2단 : H29 - 24.0 EA (= 15417.6 mm²)

3단 : H25 - 24.0 EA (= 12160.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 53.52) - 2.5 x 85.50 = 1257.61 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 53.52) = 1177.08 mm

Sa는 작은 값인 1177.08 mm 를 적용

S = 3000.00 / 24.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1177.08 mm) ∴ O.K

4) 받침위치4(교량받침9) : ULO-02(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 = 1.552 (15111.90/9737.35) < 2d(=5.919) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3000.0	4734.7	2866.9	9737.4	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

$\Phi Max\ Vn = \Phi \times 5 \times \sqrt{fck} / 6 \times b \times d$

$= 0.80 \times 5 \times \sqrt{27} / 6 \times 3000.00 \times 2866.89$

= 29793.566 kN ≥ Vu(= 9737.355 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

$\Phi Vc = 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times b \times d$

$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 3000.00 \times 2866.89 = 5958.713$ kN

< Vu (= 9737.355 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1125.000 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=675.000 mm²) ∴ O.K

→ $Vs = [Av/s \times (1+Ln/d)/12 + Avh/sh \times (11-Ln/d)/12] \times fy \times d = 13141.811$ kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (13141.811 + 7448.391)

= 16472.162 kN ≥ Vu(= 9737.355 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 10265.776 x 1000000 / [42996.000 x (2866.887 - 664.725/3)]

= 90.258 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x42996.000/3000.0 + 7x42996.000/3000.0 x √[(1 + 2x3000.0x2866.9/(7x42996.000)]

= 664.725 mm

사용철근량 = 42996.0 mm² (철근도심 : 192.4 mm)

1단 : H29 - 24.0 EA (= 15417.6 mm²)

2단 : H29 - 24.0 EA (= 15417.6 mm²)

3단 : H25 - 24.0 EA (= 12160.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 90.26) - 2.5 x 85.50 = 658.75 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 90.26) = 698.00 mm

Sa는 작은 값인 658.75 mm 를 적용

S = 3000.00 / 24.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 658.75 mm) ∴ O.K

5) 받침위치5(교량받침3) : UL0-02(절점 9)

: 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 = 1.817 (22581.48/12430.45) < 2d(=6.557) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3000.0	4734.7	3186.0	12430.5	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 3000.00 x 3186.05

= 33110.352 kN ≥ Vu(= 12430.452 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3000.00 x 3186.05 = 6622.070 kN

< Vu (= 12430.452 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1125.000 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=675.000 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 14604.831 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (14604.831 + 8277.588)

= 18305.935 kN ≥ Vu(= 12430.452 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 15339.562 x 1000000 / [42996.000 x (3186.045 - 705.491/3)]

= 120.902 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x42996.000/3000.0 + 7x42996.000/3000.0 x √[(1 + 2x3000.0x3186.0/(7x42996.000)]

= 705.491 mm

사용철근량 = 42996.0 mm² (철근도심 : 192.4 mm)

1단 : H29 - 24.0 EA (= 15417.6 mm²)

2단 : H29 - 24.0 EA (= 15417.6 mm²)

3단 : H25 - 24.0 EA (= 12160.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 120.90) - 2.5 x 85.50 = 437.60 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 120.90) = 521.08 mm

Sa는 작은 값인 437.60 mm 를 적용

S = 3000.00 / 24.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 437.60 mm) ∴ O.K

6) 받침위치6(교량받침5) : UL0-03(절점 21)

: 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 = 1.842 (22603.71/12268.97) < 2d(=6.245) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3000.0	4733.2	3030.3	12269.0	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 3000.00 x 3030.28

= 31491.556 kN ≥ Vu(= 12268.973 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3000.00 x 3030.28 = 6298.311 kN

< Vu (= 12268.973 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1125.000 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=675.000 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 13890.787 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (13890.787 + 7872.889)

= 17410.941 kN ≥ Vu(= 12268.973 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 15915.250 x 1000000 / [42996.000 x (3030.276 - 685.859/3)]

= 132.121 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x42996.000/3000.0 + 7x42996.000/3000.0 x √[(1 + 2x3000.0x3030.3/(7x42996.000)]

= 685.859 mm

사용철근량 = 42996.0 mm² (철근도심 : 192.4 mm)

1단 : H29 - 24.0 EA (= 15417.6 mm²)

2단 : H29 - 24.0 EA (= 15417.6 mm²)

3단 : H25 - 24.0 EA (= 12160.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 132.12) - 2.5 x 85.50 = 382.30 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 132.12) = 476.84 mm

Sa는 작은 값인 382.30 mm 를 적용

S = 3000.00 / 24.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 382.30 mm) ∴ O.K

7) 받침위치7(교량받침11) : ULO-03(절점 23)

: 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 = 1.469 (14019.45/9540.79) < 2d(=5.330) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3000.0	4733.2	2572.5	9540.8	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 3000.00 x 2572.50

= 26734.230 kN ≥ Vu(= 9540.790 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3000.00 x 2572.50 = 5346.846 kN

< Vu (= 9540.790 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1125.000 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=675.000 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 11792.351 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (11792.351 + 6683.557)

= 14780.727 kN ≥ Vu(= 9540.790 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 9971.553 x 1000000 / [42996.000 x (2572.502 - 625.095/3)]

= 98.098 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x42996.000/3000.0 + 7x42996.000/3000.0 x √[(1 + 2x3000.0x2572.5/(7x42996.000)]

= 625.095 mm

사용철근량 = 42996.0 mm² (철근도심 : 192.4 mm)

1단 : H29 - 24.0 EA (= 15417.6 mm²)

2단 : H29 - 24.0 EA (= 15417.6 mm²)

3단 : H25 - 24.0 EA (= 12160.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 98.10) - 2.5 x 85.50 = 589.02 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 98.10) = 642.21 mm

Sa는 작은 값인 589.02 mm 를 적용

S = 3000.00 / 24.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 589.02 mm) ∴ O.K

8) 받침위치8(교량받침6) : ULO-03(절점 24)

: 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 = 1.075 (8043.70/7485.72) < 2d(=4.666) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3000.0	4733.2	2240.7	7485.7	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 3000.00 x 2240.71

= 23286.173 kN ≥ Vu(= 7485.719 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3000.00 x 2240.71 = 4657.235 kN

< Vu (= 7485.719 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1125.000 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=675.000 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 10271.428 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (10271.428 + 5821.543)

= 12874.377 kN ≥ Vu(= 7485.719 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 5801.469 x 1000000 / [42996.000 x (2240.713 - 577.658/3)]

= 65.879 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x42996.000/3000.0 + 7x42996.000/3000.0 x √[(1 + 2x3000.0x2240.7/(7x42996.000)]
= 577.658 mm
사용철근량 = 42996.0 mm² (철근도심 : 192.4 mm)
1단 : H29 - 24.0 EA (= 15417.6 mm²)
2단 : H29 - 24.0 EA (= 15417.6 mm²)
3단 : H25 - 24.0 EA (= 12160.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격
Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 65.88) - 2.5 x 85.50 = 981.63 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 65.88) = 956.30 mm
Sa는 작은 값인 956.30 mm 를 적용
S = 3000.00 / 24.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 956.30 mm) ∴ O.K

9) 받침위치9(교량받침7) : ULO-03(절점 27)
: 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 = 0.028 (125.99/4565.27) < 2d(=3.128) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3000.0	4733.2	1471.6	4565.3	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토
ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d
= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 3000.00 x 1471.60
= 15293.340 kN ≥ Vu(= 4565.267 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도
ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d
= 0.80 x 1/6 x √27 x 3000.00 x 1471.60 = 3058.668 kN
< Vu (= 4565.267 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도
ⓐ 수직 전단철근
s = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K
Av = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1125.000 mm²) ∴ O.K
ⓑ 수평 전단철근
sh = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K
Avh = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=675.000 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 6745.825 kN

* 설계 전단강도

$\Phi Vn = \Phi \times (Ss + Sc) = 0.80 \times (6745.825 + 3823.335)$

$= 8455.328\ kN \geq Vu(= 4565.267\ kN)$ ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

$fs = M / [As \times (d - \chi/3)] = 309.168 \times 1000000 / [42996.000 \times (1471.602 - 452.251/3)]$

$= 5.444\ MPa$

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

$= -7x42996.000/3000.0 + 7x42996.000/3000.0 \times \sqrt{[(1 + 2x3000.0x1471.6/(7x42996.000)]}$

$= 452.251\ mm$

사용철근량 = 42996.0 mm^2 (철근도심 : 192.4 mm)

1단 : H29 - 24.0 EA (= 15417.6 mm^2)

2단 : H29 - 24.0 EA (= 15417.6 mm^2)

3단 : H25 - 24.0 EA (= 12160.8 mm^2)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 5.44) - 2.5 x 85.50 = 14251.89 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 5.44) = 11572.51 mm

Sa는 작은 값인 11572.51 mm 를 적용

S = 3000.00 / 24.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 11572.51 mm) ∴ O.K

10) 받침위치10(교량받침12) : UL0-03(절점 28)

: 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 = 0.033 (60.72/1862.02) < 2d(=3.099) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3000.0	4733.2	1456.9	1862.0	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

$\Phi Max\ Vn = \Phi \times 5 \times \sqrt{fck} / 6 \times b \times d$

$= 0.80 \times 5 \times \sqrt{27} / 6 \times 3000.00 \times 1456.87$

$= 15140.191\ kN \geq Vu(= 1862.015\ kN)$ ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

$\Phi Vc = 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times b \times d$

$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 3000.00 \times 1456.87 = 3028.038\ kN$

$\geq Vu\ (= 1862.015\ kN)$, 전단보강 불필요.

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 155.250 x 1000000 / [42996.000 x (1456.866 - 449.569/3)]

= 2.763 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x42996.000/3000.0 + 7x42996.000/3000.0 x √[(1 + 2x3000.0x1456.9/(7x42996.000)]

= 449.569 mm

사용철근량 = 42996.0 mm² (철근도심 : 192.4 mm)

1단 : H29 - 24.0 EA (= 15417.6 mm²)

2단 : H29 - 24.0 EA (= 15417.6 mm²)

3단 : H25 - 24.0 EA (= 12160.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 2.76) - 2.5 x 85.50 = 28291.53 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 2.76) = 22804.23 mm

Sa는 작은 값인 22804.23 mm 를 적용

S = 3000.00 / 24.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 22804.23 mm) ∴ 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	-23630.265	-32062.142	1056.828	1135.588	-17.493	-0.00183	축력최대
UL004	-23630.265	-23277.425	4223.853	13390.622	-857.703	0.01634	모멘트최대
UL022	-18177.127	-17905.712	9936.191	34715.776	2322.544	0.04340	탄성설계
UL022	-18177.127	-17905.712	3136.857	11437.109	2322.544	0.04340	소성설계
UE026	-16359.414	-16033.716	3977.784	12591.353	-819.206	0.01531	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	0.014	0.060	O.K	77736.387	32062.142	1510.090	2.425	O.K
모멘트최대	0.005	0.014	0.060	O.K	50364.594	23277.425	13847.593	2.164	O.K
탄성설계	0.005	0.014	0.060	O.K	19863.998	17905.712	35605.924	1.109	O.K
편심최대	0.005	0.014	0.060	O.K	40196.927	16033.716	12874.594	2.507	O.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 29, UL001)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, Θ=90.000도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2385.315	32062.142	1510.090	47.099

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

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

$= 32062.142 \times -0.00183 / (-17.493 \times 13.525)$

$= 0.248$

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 13.525 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 $\lambda = k \times Lu/r \leq 22$

$= 2.100 \times 14.633 / 0.625$

$= 49.167 > 22.000$ ∴ 장주

여기서, $r = \sqrt{(I/A)} = 0.625$: 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 14.633 m)

㉥ 모멘트 확대계수 산정

$\delta s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$

$= 1 / (1 - 0.248)$

$= 1.330$

㉦ 확대 모멘트 산정

$M1 = M1ns + \delta s \times M1s$

$= 0.000 + 1.330 \times 1056.828$

$= 1405.356$ kN.m

$M2 = M2ns + \delta s \times M2s$

$= 0.000 + 1.330 \times 1135.588$

$= 1510.090$ kN.m

㉧ 철근비 검토

$Ag = 4908738.52$ mm² , $Ast = 69379.20$ mm² , $Puse = 0.01413$

- 1단 : H29 - 54EA ($As=34689.600$ mm²), $d1 = 100.000$ mm

- 2단 : H29 - 54EA ($As=34689.600$ mm²), $d2 = 129.000$ mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0141) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

$\rho min = 0.010 \times Aeff / Ag$, $Aeff = Pu / \{\Psi 0.80(0.85*fck+0.01*fy)\} = 2124446.197$ mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

㉨ 평형하중 산정

$cb = 600 / (600 + fy) \times d = 1440.000$ mm, $ab = k1 \times cb = 1224.000$ mm

$Cc = 0.85 \times 27.0 \times 2370746.926 = 54408.642$ kN, $\sum Csi = 10697.634$ kN, $\sum Tsi = 8009.879$ kN

$Pb = 54408.642 + 10697.634 - 8009.879 = 57096.396$ kN

$Mb = Cc \times 1160.688 + \sum(Csi*di) + \sum(Tsi*di) = 46089.922$ kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 807.230 mm, e = Mu/Pu = 47.099 mm)

㉩ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 2917.767 mm, a = k1 x c = 2480.102 mm 를 사용.

$Cc = 0.85 \times 27.0 \times 4903171.374 = 112527.783$ kN

$\sum Csi = 18871.265$ kN, $\sum Tsi = 0.000$ kN

$Pn = 112527.783 + 18871.265 - 0.000 = 131399.048$ kN

$Mn = Cc \times 1241.592 + \sum(Csi*di) + \sum(Tsi*di) = 6189.571$ kN.m

- 편심오차 : $|e - Mn/Pn(=47.105)| = 0.0063 \leq 0.010$ ∴ 허용오차 만족

㉪ 강도감소계수(Φ) 산정

$dt = 2500.00 - 100.00 = 2400.000$ mm

$c = 2917.767$ mm, $a = k1 \times c = 2480.102$ mm

$\varepsilon y = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\varepsilon t = 0.00300 \times (dt-c) / c = 0.00300 \times (2400.00-2917.77) / 2917.77 = -0.00053$

$\varepsilon t \leq \varepsilon y$ 이므로 압축지배단면이며, $\Phi = 0.70$ 를 적용한다.

㉫ 축방향력 및 휨에대한 검토

$MaxPn = 0.80 \times \{0.85\ fck*(Ag-Ast) + fy*Ast\} = 111051.981$ kN < $Pn = 131399.048$ kN

$\Phi Pn = 0.70 \times 111051.981 = 77736.387$ kN ≥ $Pu = 32062.142$ kN ∴ O.K

$\Phi Mn = \Phi Pn \times 0.047 = 3661.295$ kN.m ≥ $Mu = 1510.090$ kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 29, UL004)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=90.000도(중립축각도)

폭(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2385.315	23277.425	13847.593	594.894

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 23277.425 x 0.01634 / (-857.703 x 13.525)

= 0.033

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 13.525 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 14.633 / 0.625

= 49.167 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.625 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 14.633 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.033)

= 1.034

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.034 x 4223.853

= 4367.997 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.034 x 13390.622

= 13847.593 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 4908738.52 mm² , Ast = 69379.20 mm² , Puse = 0.01413

- 1단 : H29 - 54EA (As=34689.600 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 54EA (As=34689.600 mm²), d2 = 129.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0141) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1542368.473 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1440.000 mm, ab = k1 x cb = 1224.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2370746.926 = 54408.642 kN, ∑Csi = 10697.634 kN, ∑Tsi = 8009.879 kN

Pb = 54408.642 + 10697.634 - 8009.879 = 57096.396 kN

Mb = Cc x 1160.688 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 46089.922 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 807.230 mm, e = Mu/Pu = 594.894 mm)

㉰ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1646.533 mm, a = k1 x c = 1399.553 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2827470.634 = 64890.451 kN

∑Csi = 11741.286 kN, ∑Tsi = 4682.317 kN

Pn = 64890.451 + 11741.286 - 4682.317 = 71949.419 kN

Mn = Cc x 1150.487 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 42802.228 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=594.893) | = 0.0004 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉱ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2500.00 - 100.00 = 2400.000 mm

c = 1646.533 mm, a = k1 x c = 1399.553 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2400.00-1646.53) / 1646.53 = 0.00137

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉲ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 111051.981 kN ≥ Pn = 71949.419 kN

ΦPn = 0.70 x 71949.419 = 50364.594 kN ≥ Pu = 23277.425 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.595 = 29961.577 kN.m ≥ Mu = 13847.593 kN.m ∴ O.K

③ 탄성설계 : (부재 29, UL022)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=1.00, θ=90.000도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2385.315	17905.712	35605.924	1988.523

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 17905.712 x 0.04340 / (2322.544 x 13.525)

= 0.025

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 13.525 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 14.633 / 0.625

= 49.167 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.625 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 14.633 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.025)

= 1.026

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s
= 0.000 + 1.026 x 9936.191
= 10190.965 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s
= 0.000 + 1.026 x 34715.776
= 35605.924 kN.m

㉤ 철근비 검토

Ag = 4908738.52 mm² , Ast = 69379.20 mm² , Puse = 0.01413
- 1단 : H29 - 54EA (As=34689.600 mm²), d1 = 100.000 mm
- 2단 : H29 - 54EA (As=34689.600 mm²), d2 = 129.000 mm
ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0141) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K
ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1186437.318 mm²
Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

㉥ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1440.000 mm, ab = k1 x cb = 1224.000 mm
Cc = 0.85 x 27.0 x 2370746.926 = 54408.642 kN, ∑Csi = 10697.634 kN, ∑Tsi = 8009.879 kN
Pb = 54408.642 + 10697.634 - 8009.879 = 57096.396 kN
Mb = Cc x 1160.688 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 46089.922 kN.m
eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 807.230 mm, e = Mu/Pu = 1988.523 mm)

㉦ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 852.395 mm, a = k1 x c = 724.536 mm 를 사용.
Cc = 0.85 x 27.0 x 1180537.234 = 27093.330 kN
∑Csi = 7524.469 kN, ∑Tsi = 14753.801 kN
Pn = 27093.330 + 7524.469 - 14753.801 = 19863.998 kN
Mn = Cc x 1186.237 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 39499.833 kN.m
- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1988.514)| = 0.0094 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉧ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 111051.981 kN ≥ Pn = 19863.998 kN
ΦPn = 1.00 x 19863.998 = 19863.998 kN ≥ Pu = 17905.712 kN ∴ O.K
ΦMn = ΦPn x 1.989 = 39500.020 kN.m ≥ Mu = 35605.924 kN.m ∴ O.K

④ 편심최대 : (부재 29, UE026)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=90.000도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2385.315	16033.716	12874.594	802.970

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 16033.716 x 0.01531 / (-819.206 x 13.525)

= 0.022

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 13.525 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 14.633 / 0.625

= 49.167 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.625 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 14.633 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.022)

= 1.022

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.022 x 3977.784

= 4067.264 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.022 x 12591.353

= 12874.594 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 4908738.52 mm² , Ast = 69379.20 mm² , Puse = 0.01413

- 1단 : H29 - 54EA (As=34689.600 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 54EA (As=34689.600 mm²), d2 = 129.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0141) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1062398.357 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1440.000 mm, ab = k1 x cb = 1224.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2370746.926 = 54408.642 kN, ∑Csi = 10697.634 kN, ∑Tsi = 8009.879 kN

Pb = 54408.642 + 10697.634 - 8009.879 = 57096.396 kN

Mb = Cc x 1160.688 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 46089.922 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 807.230 mm, e = Mu/Pu = 802.970 mm)

㉰ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1434.691 mm, a = k1 x c = 1219.487 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2378186.254 = 54579.375 kN

∑Csi = 10717.318 kN, ∑Tsi = 7948.306 kN

Pn = 54579.375 + 10717.318 - 7948.306 = 57348.387 kN

Mn = Cc x 1156.815 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 46049.053 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=802.970) | = 0.0003 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉱ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2500.00 - 100.00 = 2400.000 mm

c = 1434.691 mm, a = k1 x c = 1219.487 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2400.00-1434.69) / 1434.69 = 0.00202

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0020-0.0020) x (0.850-0.700) / (0.00500-0.00200) = 0.701

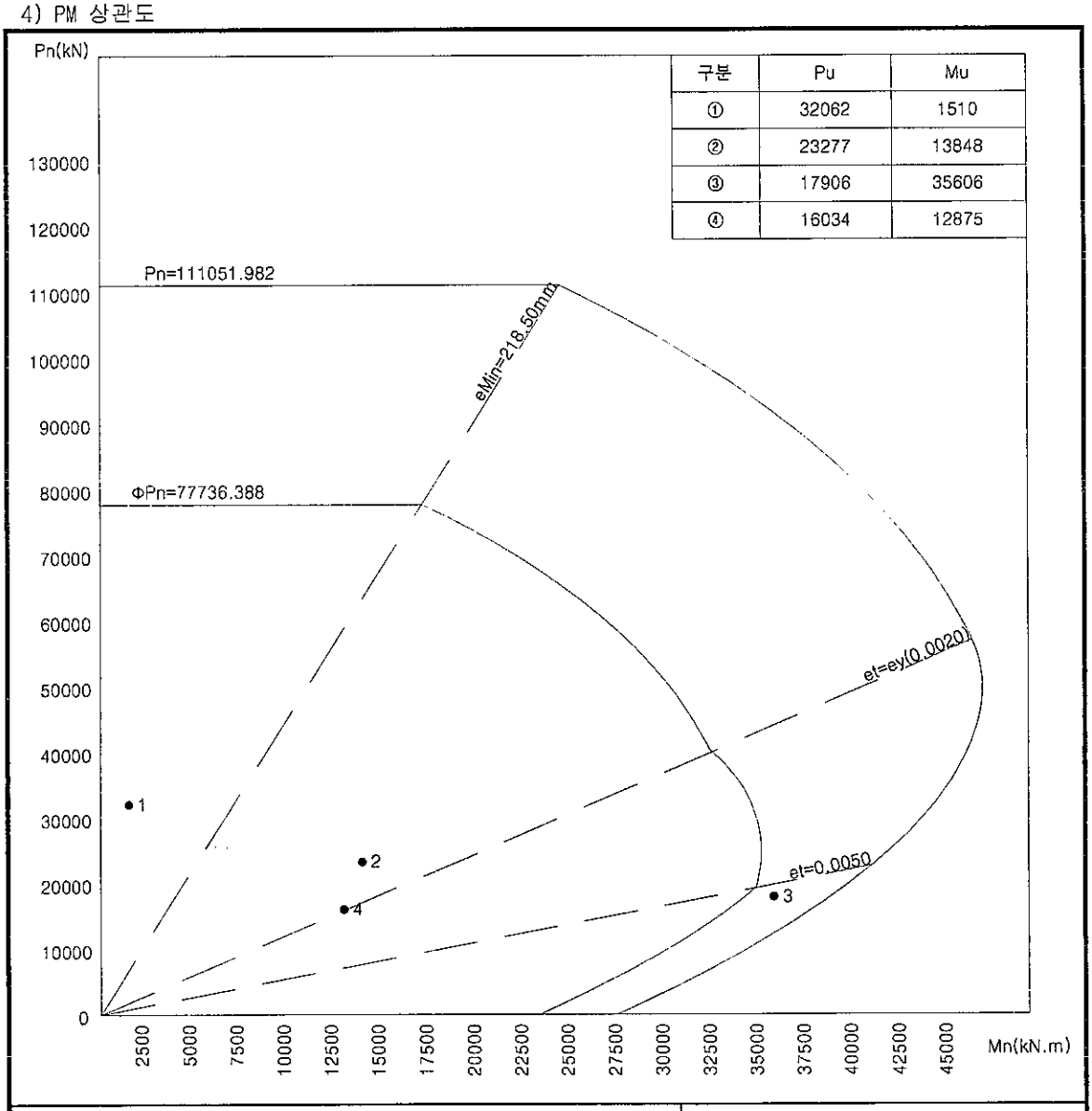
㉲ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 111051.981 kN ≥ Pn = 57348.387 kN

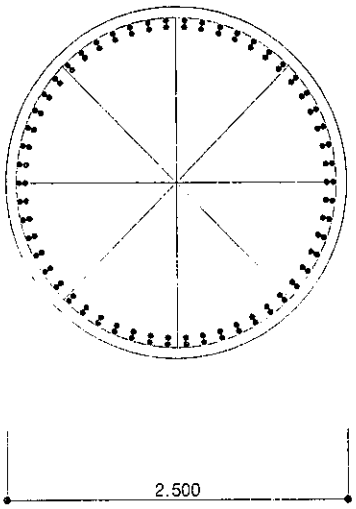
ΦPn = 0.70 x 57348.387 = 40196.927 kN ≥ Pu = 16033.716 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.803 = 32276.929 kN.m ≥ Mu = 12874.594 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	32062	1510
②	23277	13848
③	17906	35606
④	16034	12875



▣ 단면제원

R = 1250.000 mm
D = 2385.315 mm
Ag = 4908738.521 mm²
Aeff = 2454369.261 mm²

▣ 사용 철근

Ast = 69379.200 mm²
Puse = 0.01413
1단 : H29-54Ea
2단 : H29-54Ea

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	-23630.265	-32062.142	4485.496	4485.496	0.000	-0.00741	축력최대
ULB09	-23630.265	-28589.115	5809.758	10910.381	-467.945	-0.01485	모멘트최대
ULB22	-18177.127	-17905.712	7413.999	26920.999	1824.000	0.02434	탄성설계
ULB22	-18177.127	-17905.712	4273.999	10776.332	1824.000	0.02434	소성설계
UEB11	-18177.127	-21717.090	4860.884	9961.508	-467.945	-0.01328	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	0.014	0.060	O.K	77736.387	32062.142	4485.496	2.425	O.K
모멘트최대	0.005	0.014	0.060	O.K	62645.619	28589.115	11693.870	2.191	O.K
탄성설계	0.005	0.014	0.060	O.K	27935.909	17905.712	27414.459	1.560	O.K
편심최대	0.005	0.014	0.060	O.K	57552.260	21717.090	10441.832	2.650	O.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 29, ULB01)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2385.315	32062.142	4485.496	139.900

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

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

$= 32062.142 \times -0.00741 / (0.000 \times 13.525)$

$= 0.000$

여기서, $\sum Pu$: 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 13.525 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 $\lambda = k \times Lu/r \leq 22$

$= 2.100 \times 14.633 / 0.625$

$= 49.167 > 22.000$ ∴ 장주

여기서, $r = \sqrt{(I/A)} = 0.625$: 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 14.633 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

$\delta s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$

$= 1 / (1 - 0.000)$

$= 1.000$

㉣ 확대 모멘트 산정

$M1 = M1ns + \delta s \times M1s$

$= 0.000 + 1.000 \times 4485.496$

$= 4485.496$ kN.m

$M2 = M2ns + \delta s \times M2s$

$= 0.000 + 1.000 \times 4485.496$

$= 4485.496$ kN.m

㉰ 철근비 검토

$Ag = 4908738.52$ mm² , $Ast = 69379.20$ mm² , $Puse = 0.01413$

- 1단 : H29 - 54EA ($As=34689.600$ mm²), $d1 = 100.000$ mm

- 2단 : H29 - 54EA ($As=34689.600$ mm²), $d2 = 129.000$ mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0141) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

$\rho min = 0.010 \times Aeff / Ag$, $Aeff = Pu / \{\Psi 0.80(0.85*fck+0.01*fy)\} = 2124446.197$ mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

$cb = 600 / (600 + fy) \times d = 1440.000$ mm, $ab = k1 \times cb = 1224.000$ mm

$Cc = 0.85 \times 27.0 \times 2370746.926 = 54408.642$ kN, $\sum Csi = 10697.634$ kN, $\sum Tsi = 8009.879$ kN

$Pb = 54408.642 + 10697.634 - 8009.879 = 57096.396$ kN

$Mb = Cc \times 1160.688 + \sum(Csi*di) + \sum(Tsi*di) = 46089.922$ kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 807.230 mm, e = Mu/Pu = 139.900 mm)

㉮ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 2542.878 mm, a = k1 x c = 2161.446 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 4510978.525 = 103526.957 kN

∑Csi = 16900.393 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 103526.957 + 16900.393 - 0.000 = 120427.350 kN

Mn = Cc x 1173.294 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 16848.542 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=139.906) | = 0.0062 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉯ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2500.00 - 100.00 = 2400.000 mm

c = 2542.878 mm, a = k1 x c = 2161.446 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2400.00-2542.88) / 2542.88 = -0.00017

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉰ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 111051.981 kN < Pn = 120427.350 kN

ΦPn = 0.70 x 111051.981 = 77736.387 kN ≥ Pu = 32062.142 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.140 = 10875.326 kN.m ≥ Mu = 4485.496 kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 29, ULB09)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2385.315	28589.115	11693.870	409.032

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 28589.115 x -0.01485 / (467.945 x 13.525)

= 0.067

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 13.525 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 14.633 / 0.625

= 49.167 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.625 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 14.633 m)

㉣ 모멘트 확대계수 산정

$\delta s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$

$= 1 / (1 - 0.067)$

$= 1.072$

㉤ 확대 모멘트 산정

$M1 = M1ns + \delta s \times M1s$

$= 0.000 + 1.072 \times 5809.758$

$= 6226.965$ kN.m

$M2 = M2ns + \delta s \times M2s$

$= 0.000 + 1.072 \times 10910.381$

$= 11693.870$ kN.m

㉥ 철근비 검토

$Ag = 4908738.52$ mm² , $Ast = 69379.20$ mm² , $Puse = 0.01413$

- 1단 : H29 - 54EA ($As=34689.600$ mm²), $d1 = 100.000$ mm
- 2단 : H29 - 54EA ($As=34689.600$ mm²), $d2 = 129.000$ mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0141) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

$\rho min = 0.010 \times Aeff / Ag$, $Aeff = Pu / \{\Psi 0.80(0.85*fck+0.01*fy)\} = 1894322.489$ mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

㉦ 평형하중 산정

$cb = 600 / (600 + fy) \times d = 1440.000$ mm, $ab = k1 \times cb = 1224.000$ mm

$Cc = 0.85 \times 27.0 \times 2370746.926 = 54408.642$ kN, $\sum Csi = 10697.634$ kN, $\sum Tsi = 8009.879$ kN

$Pb = 54408.642 + 10697.634 - 8009.879 = 57096.396$ kN

$Mb = Cc \times 1160.688 + \sum(Csi*di) + \sum(Tsi*di) = 46089.922$ kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 807.230 mm, e = Mu/Pu = 409.032 mm)

㉧ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1927.086 mm, a = k1 x c = 1638.023 mm 를 사용.

$Cc = 0.85 \times 27.0 \times 3408758.112 = 78230.999$ kN

$\sum Csi = 13195.319$ kN, $\sum Tsi = 1932.576$ kN

$Pn = 78230.999 + 13195.319 - 1932.576 = 89493.742$ kN

$Mn = Cc \times 1147.188 + \sum(Csi*di) + \sum(Tsi*di) = 36605.521$ kN.m

- 편심오차 : $|e - Mn/Pn(=409.029)| = 0.0034 \leq 0.010$ ∴ 허용오차 만족

㉨ 강도감소계수(Φ) 산정

$dt = 2500.00 - 100.00 = 2400.000$ mm

$c = 1927.086$ mm, $a = k1 \times c = 1638.023$ mm

$\varepsilon y = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\varepsilon t = 0.00300 \times (dt-c) / c = 0.00300 \times (2400.00-1927.09) / 1927.09 = 0.00074$

$\varepsilon t \leq \varepsilon y$ 이므로 압축지배단면이며, $\Phi = 0.70$ 를 적용한다.

㉩ 축방향력 및 휨에대한 검토

$MaxPn = 0.80 \times \{0.85\ fck*(Ag-Ast) + fy*Ast\} = 111051.981$ kN ≥ $Pn = 89493.742$ kN

$\Phi Pn = 0.70 \times 89493.742 = 62645.619$ kN ≥ $Pu = 28589.115$ kN ∴ O.K

$\Phi Mn = \Phi Pn \times 0.409 = 25624.079$ kN.m ≥ $Mu = 11693.870$ kN.m ∴ O.K

③ 탄성설계 : (부재 29, ULB22)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=1.00

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2385.315	17905.712	27414.459	1531.045

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

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

$= 17905.712 \times 0.02434 / (1824.000 \times 13.525)$

$= 0.018$

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 13.525 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 $\lambda = k \times Lu/r \leq 22$

$= 2.100 \times 14.633 / 0.625$

$= 49.167 > 22.000$ ∴ 장주

여기서, $r = \sqrt{(I/A)} = 0.625$: 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 14.633 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

$\delta s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$

$= 1 / (1 - 0.018)$

$= 1.018$

㉣ 확대 모멘트 산정

$M1 = M1ns + \delta s \times M1s$

$= 0.000 + 1.018 \times 7413.999$

$= 7549.897$ kN.m

$M2 = M2ns + \delta s \times M2s$

$= 0.000 + 1.018 \times 26920.999$

$= 27414.459$ kN.m

㉰ 철근비 검토

$Ag = 4908738.52$ mm² , $Ast = 69379.20$ mm² , $Puse = 0.01413$

- 1단 : H29 - 54EA ($As=34689.600$ mm²), $d1 = 100.000$ mm

- 2단 : H29 - 54EA ($As=34689.600$ mm²), $d2 = 129.000$ mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0141) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

$\rho min = 0.010 \times Aeff / Ag$, $Aeff = Pu / \{\Psi 0.80(0.85*fck+0.01*fy)\} = 1186437.318$ mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

$cb = 600 / (600 + fy) \times d = 1440.000$ mm, $ab = k1 \times cb = 1224.000$ mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2370746.926 = 54408.642 kN, ∑Csi = 10697.634 kN, ∑Tsi = 8009.879 kN

Pb = 54408.642 + 10697.634 - 8009.879 = 57096.396 kN

Mb = Cc x 1160.688 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 46089.922 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 807.230 mm, e = Mu/Pu = 1531.045 mm)

㉮ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 983.743 mm, a = k1 x c = 836.182 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1439095.611 = 33027.244 kN

∑Csi = 8296.512 kN, ∑Tsi = 13387.847 kN

Pn = 33027.244 + 8296.512 - 13387.847 = 27935.909 kN

Mn = Cc x 1178.339 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 42771.241 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1531.049) | = 0.0033 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉯ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 111051.981 kN ≥ Pn = 27935.909 kN

ΦPn = 1.00 x 27935.909 = 27935.909 kN ≥ Pu = 17905.712 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.531 = 42771.147 kN.m ≥ Mu = 27414.459 kN.m ∴ O.K

④ 편심최대 : (부재 29, UEB11)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2385.315	21717.090	10441.832	480.812

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 21717.090 x -0.01328 / (467.945 x 13.525)

= 0.046

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 13.525 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 14.633 / 0.625

= 49.167 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.625 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 14.633 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.046)

= 1.048

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.048 x 4860.884

= 5095.266 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.048 x 9961.508

= 10441.832 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 4908738.52 ㎟ , Ast = 69379.20 ㎟ , Puse = 0.01413

- 1단 : H29 - 54EA (As=34689.600 ㎟), d1 = 100.000 ㎜

- 2단 : H29 - 54EA (As=34689.600 ㎟), d2 = 129.000 ㎜

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0141) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1438980.254 ㎟

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 ㎟)이어야 하므로 2454369.261 ㎟ 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1440.000 ㎜, ab = k1 x cb = 1224.000 ㎜

Cc = 0.85 x 27.0 x 2370746.926 = 54408.642 kN, ∑Csi = 10697.634 kN, ∑Tsi = 8009.879 kN

Pb = 54408.642 + 10697.634 - 8009.879 = 57096.396 kN

Mb = Cc x 1160.688 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 46089.922 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 807.230 ㎜, e = Mu/Pu = 480.812 ㎜)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1806.975 ㎜, a = k1 x c = 1535.929 ㎜ 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 3163039.043 = 72591.746 kN

∑Csi = 12563.812 kN, ∑Tsi = 2938.044 kN

Pn = 72591.746 + 12563.812 - 2938.044 = 82217.514 kN

Mn = Cc x 1147.791 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 39531.745 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=480.819) | = 0.0073 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉳ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2500.00 - 100.00 = 2400.000 ㎜

c = 1806.975 ㎜, a = k1 x c = 1535.929 ㎜

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2400.00-1806.98) / 1806.98 = 0.00098

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

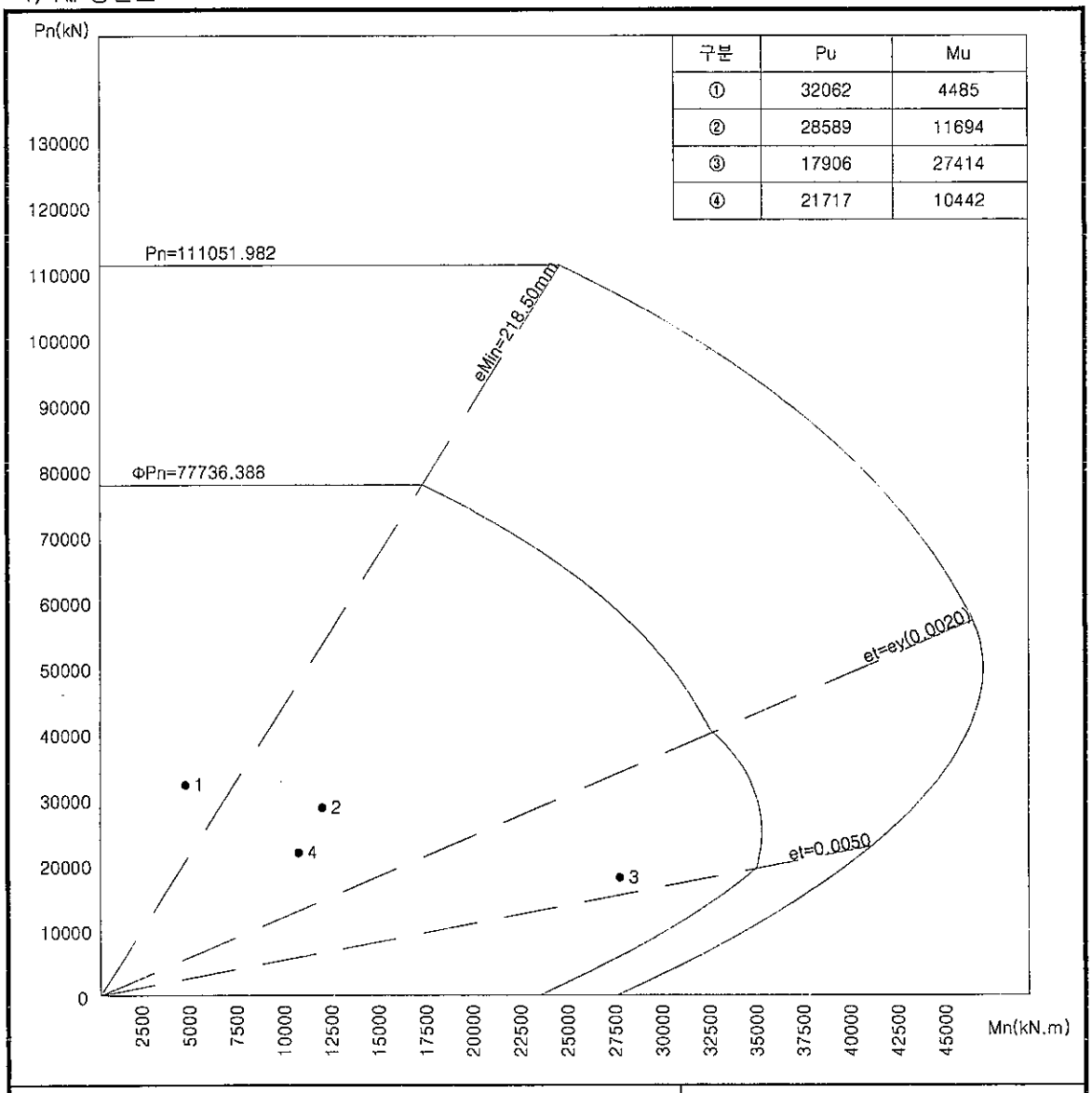
㉴ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 111051.981 kN ≥ Pn = 82217.514 kN

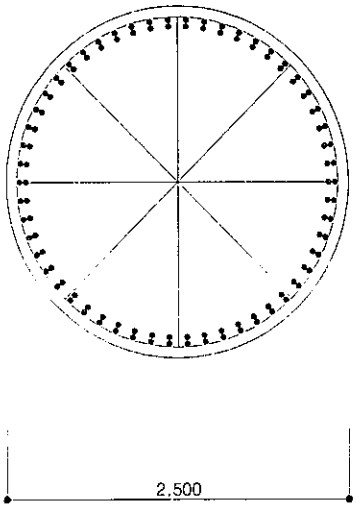
ΦPn = 0.70 x 82217.514 = 57552.260 kN ≥ Pu = 21717.090 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.481 = 27671.804 kN.m ≥ Mu = 10441.832 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	32062	4485
②	28589	11694
③	17906	27414
④	21717	10442



▣ 단면제원

R = 1250.000 mm
D = 2385.315 mm
Ag = 4908738.521 mm²
Aeff = 2454369.261 mm²

▣ 사용 철근

Ast = 69379.200 mm²
Puse = 0.01413
1단 : H29-54Ea
2단 : H29-54Ea

9.3 합성부재력 검토

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pu(kN)	Mx(kN.m)	My(kN.m)	M2(kN.m)	비 고
UL01	-32062.142	4485.496	1510.090	4732.869	축력최대
UL09	-28589.115	11693.870	883.408	11727.191	모멘트최대
UL22	-17905.712	11196.922	35605.924	37324.963	탄성설계
UL22	-17905.712	11196.922	35605.924	37324.963	소성설계
UE11	-21717.090	10441.832	5749.091	11919.896	편심최대
UL04	-23277.425	1665.369	13847.593	13947.375	모멘트최대
UE26	-16033.716	674.503	12874.594	12892.251	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 10916.999 kN.m를 사용하며,

교축직각방향 기둥검토시의 모멘트 확대계수를 적용한다.

Mx = 10916.999 x 1.026 = 11196.922 kN.m, 2) 교축직각방향 참조

- 지진시 모멘트(=10916.999) : [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	0.014	0.060	O.K	77736.387	32062.142	4732.869	2.425	O.K
모멘트최대	0.005	0.014	0.060	O.K	62559.779	28589.115	11727.191	2.188	O.K
탄성설계	0.005	0.014	0.060	O.K	18687.909	17905.712	37324.963	1.044	O.K
편심최대	0.005	0.014	0.060	O.K	53125.040	21717.090	11919.896	2.446	O.K
모멘트최대	0.005	0.014	0.060	O.K	50116.991	23277.425	13947.375	2.153	O.K
편심최대	0.005	0.014	0.060	O.K	40160.180	16033.716	12892.251	2.505	O.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 29, UL001)

【 기둥 : 하부 , 1/7 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=18.606도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2385.315	32062.142	4732.869	147.615

㉯ 철근비 검토

Ag = 4908738.52 mm² , Ast = 69379.20 mm² , Puse = 0.01413

- 1단 : H29 - 54EA (As=34689.600 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 54EA (As=34689.600 mm²), d2 = 129.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0141) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 2124446.197 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1440.000 mm, ab = k1 x cb = 1224.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2370746.926 = 54408.642 kN, ∑Csi = 10697.634 kN, ∑Tsi = 8009.879 kN

Pb = 54408.642 + 10697.634 - 8009.879 = 57096.396 kN

Mb = Cc x 1160.688 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 46089.922 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 807.230 mm, e = Mu/Pu = 147.615 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 2519.674 mm, a = k1 x c = 2141.723 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 4476823.948 = 102743.110 kN

∑Csi = 16761.174 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 102743.110 + 16761.174 - 0.000 = 119504.284 kN

Mn = Cc x 1171.016 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 17641.060 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=147.619) | = 0.0031 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2500.00 - 100.00 = 2400.000 mm

c = 2519.674 mm, a = k1 x c = 2141.723 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2400.00-2519.67) / 2519.67 = -0.00014

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 111051.981 kN < Pn = 119504.284 kN

ΦPn = 0.70 x 111051.981 = 77736.387 kN ≥ Pu = 32062.142 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.148 = 11475.095 kN.m ≥ Mu = 4732.869 kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 29, UL009)

【 기둥 : 하부 , 2/7 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=4.320도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2385.315	28589.115	11727.191	410.198

㉯ 철근비 검토

Ag = 4908738.52 mm² , Ast = 69379.20 mm² , Puse = 0.01413

- 1단 : H29 - 54EA (As=34689.600 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 54EA (As=34689.600 mm²), d2 = 129.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0141) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1894322.489 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1440.000 mm, ab = k1 x cb = 1224.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2370746.926 = 54408.642 kN, ∑Csi = 10697.634 kN, ∑Tsi = 8009.879 kN

Pb = 54408.642 + 10697.634 - 8009.879 = 57096.396 kN

Mb = Cc x 1160.688 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 46089.922 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 807.230 mm, e = Mu/Pu = 410.198 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1925.015 mm, a = k1 x c = 1636.263 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 3404575.245 = 78135.002 kN

∑Csi = 13184.028 kN, ∑Tsi = 1947.918 kN

Pn = 78135.002 + 13184.028 - 1947.918 = 89371.112 kN

Mn = Cc x 1147.187 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 36659.687 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=410.196) | = 0.0016 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2500.00 - 100.00 = 2400.000 mm

c = 1925.015 mm, a = k1 x c = 1636.263 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2400.00-1925.02) / 1925.02 = 0.00074

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 111051.981 kN ≥ Pn = 89371.112 kN

ΦPn = 0.70 x 89371.112 = 62559.779 kN ≥ Pu = 28589.115 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.410 = 25661.881 kN.m ≥ Mu = 11727.191 kN.m ∴ O.K

③ 탄성설계 : (부재 29, UL022)

【 기둥 : 하부 , 3/7 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=1.00, θ=72.543도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2385.315	17905.712	37324.963	2084.528

㉯ 철근비 검토

Ag = 4908738.52 mm² , Ast = 69379.20 mm² , Puse = 0.01413

- 1단 : H29 - 54EA (As=34689.600 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 54EA (As=34689.600 mm²), d2 = 129.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0141) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1186437.318 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1440.000 mm, ab = k1 x cb = 1224.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2370746.926 = 54408.642 kN, ∑Csi = 10697.634 kN, ∑Tsi = 8009.879 kN

Pb = 54408.642 + 10697.634 - 8009.879 = 57096.396 kN

Mb = Cc x 1160.688 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 46089.922 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 807.230 mm, e = Mu/Pu = 2084.528 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 833.449 mm, a = k1 x c = 708.432 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1144126.592 = 26257.705 kN

∑Csi = 7414.251 kN, ∑Tsi = 14984.047 kN

Pn = 26257.705 + 7414.251 - 14984.047 = 18687.909 kN

Mn = Cc x 1187.427 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 38955.530 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=2084.531) | = 0.0029 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 111051.981 kN ≥ Pn = 18687.909 kN

ΦPn = 1.00 x 18687.909 = 18687.909 kN ≥ Pu = 17905.712 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 2.085 = 38955.475 kN.m ≥ Mu = 37324.963 kN.m ∴ O.K

④ 편심최대 : (부재 29, UE011)

【 기둥 : 하부 , 5/7 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=28.836도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2385.315	21717.090	11919.896	548.872

㉯ 철근비 검토

Ag = 4908738.52 mm² , Ast = 69379.20 mm² , Puse = 0.01413

- 1단 : H29 - 54EA (As=34689.600 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 54EA (As=34689.600 mm²), d2 = 129.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0141) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1438980.254 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1440.000 mm, ab = k1 x cb = 1224.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2370746.926 = 54408.642 kN, ∑Csi = 10697.634 kN, ∑Tsi = 8009.879 kN

Pb = 54408.642 + 10697.634 - 8009.879 = 57096.396 kN

Mb = Cc x 1160.688 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 46089.922 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 807.230 mm, e = Mu/Pu = 548.872 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1706.633 mm, a = k1 x c = 1450.638 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2953922.470 = 67792.521 kN

∑Csi = 12074.875 kN, ∑Tsi = 3974.481 kN

Pn = 67792.521 + 12074.875 - 3974.481 = 75892.914 kN

Mn = Cc x 1149.245 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 41655.286 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=548.869) | = 0.0024 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2500.00 - 100.00 = 2400.000 mm

c = 1706.633 mm, a = k1 x c = 1450.638 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2400.00-1706.63) / 1706.63 = 0.00122

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 111051.981 kN ≥ Pn = 75892.914 kN

ΦPn = 0.70 x 75892.914 = 53125.040 kN ≥ Pu = 21717.090 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.549 = 29158.829 kN.m ≥ Mu = 11919.896 kN.m ∴ O.K

⑤ 모멘트최대 : (부재 29, UL004)

【 기둥 : 하부 , 6/7 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=83.142도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2385.315	23277.425	13947.375	599.180

㉯ 철근비 검토

Ag = 4908738.52 mm² , Ast = 69379.20 mm² , Puse = 0.01413

- 1단 : H29 - 54EA (As=34689.600 mm²), d1 = 100.000 mm
- 2단 : H29 - 54EA (As=34689.600 mm²), d2 = 129.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0141) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1542368.473 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1440.000 mm, ab = k1 x cb = 1224.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2370746.926 = 54408.642 kN, ∑Csi = 10697.634 kN, ∑Tsi = 8009.879 kN

Pb = 54408.642 + 10697.634 - 8009.879 = 57096.396 kN

Mb = Cc x 1160.688 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 46089.922 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 807.230 mm, e = Mu/Pu = 599.180 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1641.210 mm, a = k1 x c = 1395.028 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2816237.368 = 64632.648 kN

∑Csi = 11711.555 kN, ∑Tsi = 4748.502 kN

Pn = 64632.648 + 11711.555 - 4748.502 = 71595.701 kN

Mn = Cc x 1150.610 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 42899.042 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=599.185) | = 0.0043 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2500.00 - 100.00 = 2400.000 mm

c = 1641.210 mm, a = k1 x c = 1395.028 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2400.00-1641.21) / 1641.21 = 0.00139

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 111051.981 kN ≥ Pn = 71595.701 kN

ΦPn = 0.70 x 71595.701 = 50116.991 kN ≥ Pu = 23277.425 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.599 = 30029.115 kN.m ≥ Mu = 13947.375 kN.m ∴ O.K

⑥ 편심최대 : (부재 29, UE026)

【 기둥 : 하부 , 7/7 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=87.001도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2385.315	16033.716	12892.251	804.071

㉯ 철근비 검토

Ag = 4908738.52 mm² , Ast = 69379.20 mm² , Puse = 0.01413

- 1단 : H29 - 54EA (As=34689.600 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 54EA (As=34689.600 mm²), d2 = 129.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0141) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1062398.357 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1440.000 mm, ab = k1 x cb = 1224.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2370746.926 = 54408.642 kN, ∑Csi = 10697.634 kN, ∑Tsi = 8009.879 kN

Pb = 54408.642 + 10697.634 - 8009.879 = 57096.396 kN

Mb = Cc x 1160.688 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 46089.922 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 807.230 mm, e = Mu/Pu = 804.071 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1433.781 mm, a = k1 x c = 1218.714 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2376253.164 = 54535.010 kN

∑Csi = 10712.213 kN, ∑Tsi = 7964.276 kN

Pn = 54535.010 + 10712.213 - 7964.276 = 57282.946 kN

Mn = Cc x 1156.848 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 46059.699 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=804.074) | = 0.0022 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2500.00 - 100.00 = 2400.000 mm

c = 1433.781 mm, a = k1 x c = 1218.714 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2400.00-1433.78) / 1433.78 = 0.00202

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0020-0.0020) x (0.850-0.700) / (0.00500-0.00200) = 0.701

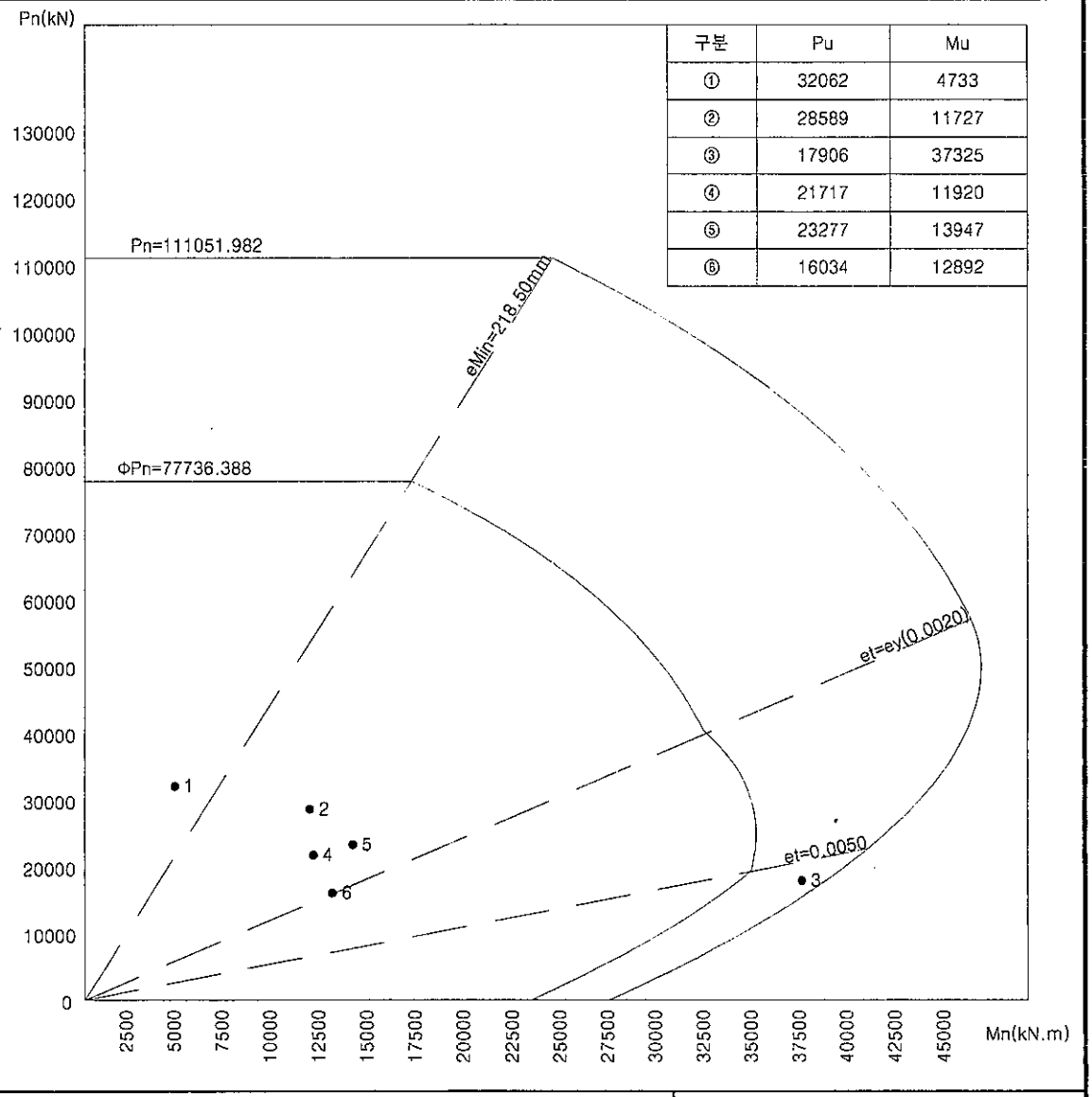
㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 111051.981 kN ≥ Pn = 57282.946 kN

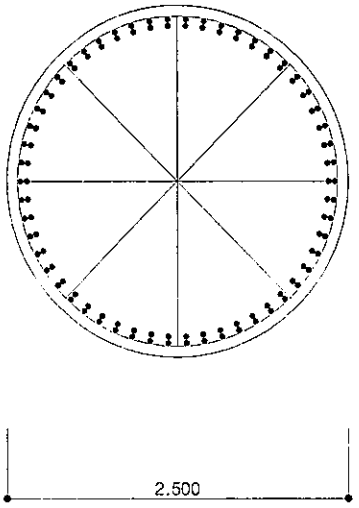
ΦPn = 0.70 x 57282.946 = 40160.180 kN ≥ Pu = 16033.716 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.804 = 32291.648 kN.m ≥ Mu = 12892.251 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	32062	4733
②	28589	11727
③	17906	37325
④	21717	11920
⑤	23277	13947
⑥	16034	12892



▣ 단면제원

R = 1250.000 mm
D = 2385.315 mm
Ag = 4908738.521 mm²
Aeff = 2454369.261 mm²

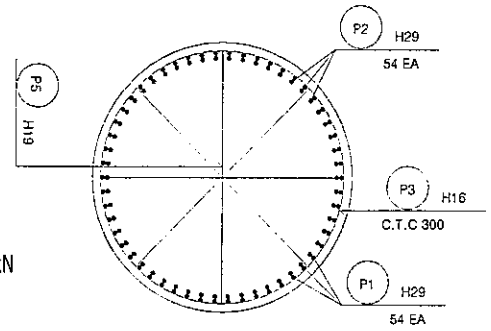
▣ 사용 철근

Ast = 69379.200 mm²
Puse = 0.01413
1단 : H29-54Ea
2단 : H29-54Ea

9.4 상시 전단설계

(1) 기둥에 발생하는 최대전단력 : UL004 MAX, 『기둥부재력 집계』 참조

교축방향	V =	0.000 kN
교축직각방향	V =	857.703 kN
합성전단력	V =	857.703 kN
축방향력	P =	23277.425 kN



(2) 공칭전단력 Vn = Vc + Vs (Φ = 0.80)

Vn = Vmax / Φ = 857.703 / 0.80 = 1072.129 kN

(3) 압축부재에 의한 콘크리트 전단 Vc 및 필요철근 전단 Vs

① 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 d

h = 2500.000 mm d' = 114.685 mm

Zs = ∑(인장철근들의 면적 x 거리) / ∑(면적)

= 705.169 mm

d = h/2 + Zs

= 2500.000/2 + 705.169

= 1955.169 mm

② 압축부재의 콘크리트 전단력 Vc

Vc = 1/6 x (1 + Nu / 14Ag) x √(fck) x b x d

= 1/6 x { 1 + 23277.425 x 1000 / (14 x 4908738.521) } x √27.0

x 2500.000 x 1955.169

= 5666.877 kN

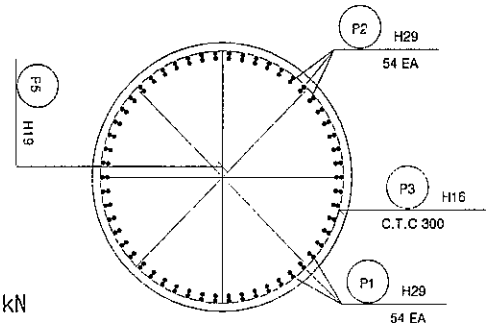
③ 필요철근 전단력 Vs

Vc/2 = 2833.438 kN ≥ Vn ≤ Vc = 5666.877 ∴ 전단 철근 필요 없음

9.5 지진시 전단설계

(1) 기둥에 발생하는 최대전단력 : UL022 MAX, 『기둥부재력 집계』 참조

교축방향	V =	653.000 kN
교축직각방향	V =	2322.544 kN
합성전단력	V =	2412.596 kN
축방향력	P =	17905.712 kN



(2) 공칭전단력 Vn = Vc + Vs (Φ = 1.00)

Vn = Vmax / Φ = 2412.596 / 1.00 = 2412.596 kN

(3) 압축부재에 의한 콘크리트 전단 Vc 및 필요철근 전단 Vs

① 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 d

h = 2500.000 mm d' = 114.685 mm

Zs = ∑(인장철근들의 면적 x 거리) / ∑(면적)

= 705.169 mm

d = h/2 + Zs

= 2500.000/2 + 705.169

= 1955.169 mm

② 압축부재의 콘크리트 전단력 Vc

Vc = 1/6 x (1 + Pu / 14Ag) x √fck x b x d

= 1/6 x { 1 + 17905.712 x 1000 / (14 x 4908738.521) } x √27.0

x 2500.000 x 1955.169

= 5335.997 kN

③ 필요철근 전단력 Vs

Vc/2 = 2667.999 kN > Vn = 2412.596 kN ∴ 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 = 2500.0 mm
- 기둥 순높이의 1/6 = 10900.0 / 6 = 1816.7 mm
∴ 2500.0 mm = 2.500 m

② 단부구역 및 소성힌지구역의 횡방향철근의 간격 [도로교설계기준 6.8.3.3]
횡방향철근의 간격은 부재최소단면치수의 1/4, 축방향 철근지름의 6배 이하이어야 한다.
- 기둥의 최대단면치수 D / 4 = 2500.0 / 4 = 625.0 mm
- 축방향 철근지름 6 x d = 6 x 29.0 = 174.0 mm
∴ 174.0 mm = 0.174 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 x D = 1250.0 mm
∴ 1250.0 mm = 1.250 m

④ 단부구역 이외의 위치에서 겹침이음 적용시 횡방향 철근의 간격 [도로교설계기준 6.8.3.3]
- 기둥의 최소단면치수 D / 4 = 2500.0 / 4 = 625.0 mm
- 100.0 mm
∴ 625.0 mm = 0.625 m

10. 기 초 설 계

10.1 교축직각방향

1) 기초 안정검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vx(kN)	My(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
SV005	21991.627	404.211	5962.460	26444.427	116355.479	6892.145	축력최대
SV026	17905.712	682.672	10427.092	22358.512	98377.453	11997.237	모멘트최대
SV026	17905.712	682.672	10427.092	22358.512	98377.453	11997.237	편심최대
SV022	17905.712	2322.544	34715.776	22358.512	98377.453	40057.627	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P + W, W = 8.800 x 8.800 x 2.300 x 25.000 = 4452.800 kN

Mr = ∑V x B/2, B = 8.800 m

My = M + P x e, e = -0.000 m

Mo = |My + Vx x h|, h = 2.300 mm

※ 말뚝검토시의 모멘트는 Mc = ∑V x e 를 적용한다, e = B/2 - (Mr-Mo)/∑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)

= 279688.889 x 49 / (8.800 x 8.800) = 176972.567 kN/m³

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

Kv : 개 말뚝의 축방향 스프링정수 (= 279688.889 kN/m) , 『말뚝계산』 참조

L : 확대기초의 길이 (= 8.800 m)

B : 확대기초의 폭 (= 8.800 m)

n*m : 말뚝의 개수 (= 49 본)

E : 확대기초의 탄성계수 (= 27804000.000 kN/m²)

h : 확대기초의 평균두께 (= 2.300 m)

λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

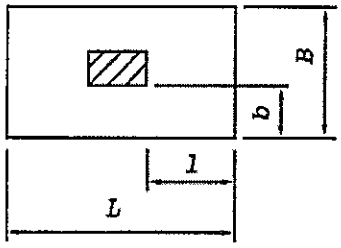
$\beta = \sqrt[4]{\{(3 \times 176972.567) / (27804000.000 \times 2.300^3)\}} = 0.199$ (m-1)

* 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우

λ = max(l,b) = max(3.150,3.150) = 3.150

다만, l ≥ L/2이면 l = L/2 = 4.400

b ≥ B/2이면 b = B/2 = 4.400



βλ = 0.199 x 3.150 = 0.627 ≤ 1.0, ∴ O.K

2) 기초 단면검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vx(kN)	My(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
UL001	32062.142	17.493	-1056.828	37850.782	166543.441	1016.595	축력최대
UE004	17824.287	857.703	13469.465	22277.087	98019.183	15442.182	모멘트최대
UE026	16033.716	819.206	12591.353	20041.236	88181.438	14475.527	편심최대
UL022	17905.712	2322.544	34715.776	22358.512	98377.453	40057.627	지진시
SV005	21991.627	404.211	5962.460	26444.427	116355.479	6892.145	축력최대
SV026	17905.712	682.672	10427.092	22358.512	98377.453	11997.237	모멘트최대
SV026	17905.712	682.672	10427.092	22358.512	98377.453	11997.237	편심최대
SV022	17905.712	2322.544	34715.776	22358.512	98377.453	40057.627	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P + W, W = 8.800 x 8.800 x 2.300 x 25.000 x 하중계수

Mr = ∑V x B/2, B = 8.800 m

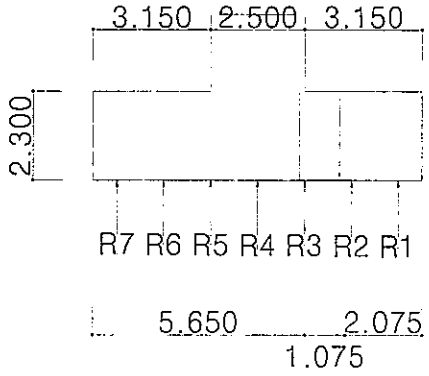
My = M + P x e, e = -0.000 m

Mo = |My + Vx x h|, h = 2.300 mm

※ 말뚝검토시의 모멘트는 Mc = ∑V x e 를 적용한다, e = B/2 - (Mr-Mo)/∑V

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 기초의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 7본

R2 = Ru2 x 7본

R3 = Ru3 x 7본

R4 = Ru4 x 7본

R5 = Ru5 x 7본

R6 = Ru6 x 7본

R7 = Ru7 x 7본

구 분	R1	R2	R3	R4	R5	R6	R7
SV005	4402.665	4194.369	3986.072	3777.775	3569.479	3361.182	3152.885
SV026	4279.433	3917.647	3555.86	3194.073	2832.286	2470.5	2108.713
SV026	4279.433	3917.647	3555.86	3194.073	2832.286	2470.5	2108.713
SV022	6761.399	5572.291	4383.182	3194.073	2004.964	815.856	-373.253
UL001	5494.613	5465.493	5436.374	5407.255	5378.135	5349.016	5319.897
UE004	4577.058	4112.186	3647.313	3182.441	2717.569	2252.696	1787.824
UE026	4172.086	3735.735	3299.385	2863.034	2426.683	1990.332	1553.981
UL022	6761.399	5572.291	4383.182	3194.073	2004.964	815.856	-373.253

㉮ 기초자중에 의한 단면력

Vb = 2.075 x 2.300 x 8.800 x 25.000 = 1049.950 kN

Ma = 3.292 x 2.300 x 8.800 x 25.000 x 3.292/2 = 2741.828 kN.m

㉯ 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = R1+ R2

Ma = R1 x -2.642+ R2 x -1.392+ R3 x -0.142

㉰ 사용하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		사용하중 단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)	
SV005	8597.034	18036.425	7547.084	15294.597	
SV026	8197.080	17264.559	7147.130	14522.732	
SV026	8197.080	17264.559	7147.130	14522.732	
SV022	12333.690	26242.657	11283.740	23500.830	

※ 사용하중단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력

㉱ 계수하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		계수단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)	
UL001	10960.106	22896.698	9595.171	19332.322	
UE004	8689.244	18334.669	7639.294	15592.841	
UE026	7907.822	16691.308	6962.867	14223.663	
UL022	12333.690	26242.657	11283.740	23500.830	

※ 계수단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력 x 사하중계수

1) 단면 검토 : 교직-지점부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
8800.0	2300.0	2150.0	150.0	23500.8	11283.7

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 45610.400 x 400.00 = 18244160.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 8800.000 = 201960.000 x a

T = C 이므로, a = 90.336 mm, c = 90.336 / β1 = 90.336 / 0.85 = 106.277 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2150.00 - 106.277) / 106.277 = 0.05769

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 32639.577 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 45610.4 ㎟ (철근도심 : 150.0 mm) , [사용률 = 1.397]

1단 : H29 - 71.0 EA (= 45610.4 ㎟)

* 철근비 검토

As,temp = 0.0015 x 8800.0 x 1200.0 = 15840.000 ㎟

As,req = 32639.577 ㎟

ρmin = Max(32639.577, 15840.000) / bd = 0.00173

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00241

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 90.336 mm

ΦMn = 0.85 x 45610.400 x 400 x (2150.00 - a/2) = 32640.762 kN.m

≥ Mu (= 23500.830 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.389]

* 전단에 대한 검토 (d = 2150.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 8800.00 x 2150.00 = 13108.161 kN

≥ Vu (= 11283.740 kN) , 전단보강 불필요.

- 수평철근 검토

* 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

단, 단위M당 1800 ㎟ 이하

사용철근량 : H32 - 71 EA

H32 - 36 EA = 84979.400 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 2300.0 x 8800.0 = 30360.0 ㎟ < 84979.4 ㎟

(84979.400 / 8.800) = 9656.750 ㎟ > (1800 ㎟)

필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

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

사용철근량 : H32 - 36 EA = 28591.200 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 28591.200 ㎟ ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 15294.597 x 1000000 / [45610.400 x (2150.000 - 360.361/3)]

= 165.198 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x45610.400/8800.0 + 7x45610.400/8800.0 x √[(1 + 2x8800.0x2150.0/(7x45610.400)]

= 360.361 mm

사용철근량 = 45610.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H29 - 71.0 EA (= 45610.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 150.00 - 29/2 = 135.50 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 165.20) - 2.5 x 135.50 = 137.95 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 165.20) = 381.36 mm

Sa는 작은 값인 137.95 mm 를 적용

S = 8800.00 / 71.0 EA = 123.94 ≤ Sa (= 137.95 mm) ∴ O.K

10.2 교축방향

1) 기초 안정검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vy(kN)	Mx(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
SVB09	21991.627	359.958	8392.601	26444.427	116355.479	9220.504	축력최대
SVB09	21991.627	359.958	8392.601	26444.427	116355.479	9220.504	모멘트최대
SVB11	20900.176	359.958	8286.698	25352.976	111553.094	9114.601	편심최대
SVB22	17905.712	1824.000	26920.999	22358.512	98377.453	31116.199	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P + W, W = 8.800 x 8.800 x 2.300 x 25.000 = 4452.800 kN

Mr = ∑V x B/2, B = 8.800 m

Mx = M + P x e, e = 0.000 m

Mo = |Mx + Vy x h|, h = 2.300 m

※ 말뚝검토시의 모멘트는 Mc = ∑V x e 를 적용한다, e = B/2 - (Mr-Mo)/∑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)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
ULB01	32062.142	0.000	4485.496	37850.782	166543.441	4485.496	축력최대
ULB09	28589.115	467.945	10910.381	34377.755	151262.122	11986.655	모멘트최대
UEB11	21717.090	467.945	9961.508	26169.890	115147.516	11037.782	편심최대
ULB22	17905.712	1824.000	26920.999	22358.512	98377.453	31116.199	지진시
SVB09	21991.627	359.958	8392.601	26444.427	116355.479	9220.504	축력최대
SVB09	21991.627	359.958	8392.601	26444.427	116355.479	9220.504	모멘트최대
SVB11	20900.176	359.958	8286.698	25352.976	111553.094	9114.601	편심최대
SVB22	17905.712	1824.000	26920.999	22358.512	98377.453	31116.199	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P + W, W = 8.800 x 8.800 x 2.300 x 25.000 x 하중계수

Mr = ∑V x B/2, B = 8.800 m

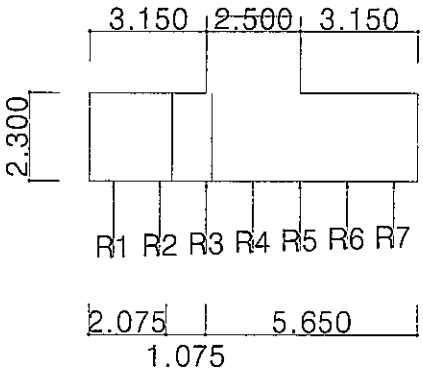
Mx = M + P x e, e = 0.000 m

Mo = |Mx + Vy x h|, h = 2.300 m

※ 말뚝검토시의 모멘트는 Mc = ∑V x e 를 적용한다, e = B/2 - (Mr-Mo)/∑V

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 기초의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 7본
R2 = Ru2 x 7본
R3 = Ru3 x 7본
R4 = Ru4 x 7본
R5 = Ru5 x 7본
R6 = Ru6 x 7본
R7 = Ru7 x 7본

구 분	R1	R2	R3	R4	R5	R6	R7
SVB09	4593.112	4321.333	4049.554	3777.775	3505.997	3234.218	2962.439
SVB09	4593.112	4321.333	4049.554	3777.775	3505.997	3234.218	2962.439
SVB11	4428.298	4159.483	3890.668	3621.854	3353.039	3084.224	2815.41
SVB22	5966.99	5042.684	4118.379	3194.073	2269.768	1345.462	421.156
ULB01	5783.883	5658.34	5532.797	5407.255	5281.712	5156.169	5030.626
ULB09	5971.045	5617.733	5264.42	4911.108	4557.796	4204.483	3851.171
UEB11	4718.82	4392.065	4065.31	3738.556	3411.801	3085.046	2758.292
ULB22	5966.99	5042.684	4118.379	3194.073	2269.768	1345.462	421.156

㉮ 기초자중에 의한 단면력

Vb = 2.075 x 2.300 x 8.800 x 25.000 = 1049.950 kN

Ma = 3.292 x 2.300 x 8.800 x 25.000 x 3.292/2 = 2741.828 kN.m

㉯ 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = R1+ R2

Ma = R1 x 2.642+ R2 x 1.392+ R3 x 0.142

㉮ 사용하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		사용하중 단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)	
SVB09	8914.444	18725.332	7864.494	15983.505	
SVB09	8914.444	18725.332	7864.494	15983.505	
SVB11	8587.781	18042.038	7537.831	15300.210	
SVB22	11009.674	23369.014	9959.724	20627.186	

※ 사용하중단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력

㉯ 계수하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		계수단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)	
ULB01	11442.223	23943.085	10077.288	20378.709	
ULB09	11588.777	24342.932	10223.842	20778.556	
UEB11	9110.885	19158.151	8060.935	16416.323	
ULB22	11009.674	23369.014	9959.724	20627.186	

※ 계수단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력 x 사하중계수

1) 단면 검토 : 교축방향

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
8800.0	2300.0	2150.0	150.0	20778.6	10223.8

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 56388.200 x 400.00 = 22555280.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 8800.000 = 201960.000 x a

T = C 이므로, a = 111.682 mm, c = 111.682 / β1 = 111.682 / 0.85 = 131.390 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2150.00 - 131.390) / 131.390 = 0.04609

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 28807.067 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 56388.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 1.957]

1단 : H32 - 71.0 EA (= 56388.2 mm²)

* 철근비 검토

As,temp = 0.0015 x 8800.0 x 1200.0 = 15840.000 mm²

As,req = 28807.067 mm²

ρmin = Max(28807.067, 15840.000) / bd = 0.00152

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089
ρuse = As / bd = 0.00298
ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토
a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 111.682 mm
ΦMn = 0.85 x 56388.200 x 400 x (2150.00 - a/2) = 40149.192 kN.m
≥ Mu (= 20778.556 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.932]

* 전단에 대한 검토 (d = 2150.00 mm)
ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d
= 0.80 x 1/6 x √27 x 8800.00 x 2150.00 = 13108.161 kN
≥ Vu (= 10223.842 kN) , 전단보강 불필요.

- 수평철근 검토
* 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』
단, 단위M당 1800 ㎟ 이하
사용철근량 : H29 - 71 EA
H29 - 36 EA = 68736.800 ㎟
필요철근량 : 0.0015 x 2300.0 x 8800.0 = 30360.0 ㎟ < 68736.8 ㎟
(68736.800 / 8.800) = 7811.000 ㎟ > (1800 ㎟)
필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당
1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

* 노출면 300㎟ 이상 『도로교설계기준 4.3.9, 철도설계기준 P.254』
사용철근량 : H29 - 36 EA = 23126.400 ㎟
필요철근량 : 300.000 ㎟ < 23126.400 ㎟ ∴ O.K

- 사용성 검토
① 응력 산정
fs = M / [As x (d - χ/3)] = 15983.505 x 1000000 / [56388.200 x (2150.000 - 396.604/3)]
= 140.477 MPa
χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x56388.200/8800.0 + 7x56388.200/8800.0 x √[(1 + 2x8800.0x2150.0/(7x56388.200)]
= 396.604 mm
사용철근량 = 56388.2 ㎟ (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H32 - 71.0 EA (= 56388.2 ㎟)

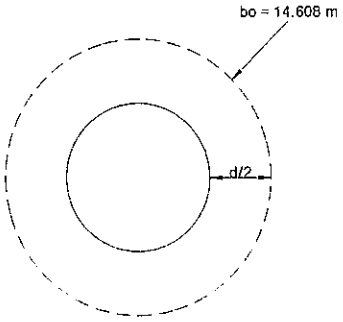
② 철근의 최대 중심간격
Cc = 150.00 - 32/2 = 134.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 140.48) - 2.5 x 134.00 = 225.59 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 140.48) = 448.47 mm
Sa는 작은 값인 225.59 mm 를 적용
S = 8800.00 / 71.0 EA = 123.94 ≤ Sa (= 225.59 mm) ∴ O.K

11. 기초 2방향전단(편칭) 검토

1) 최대 연직하중(Vu) : -32062.142 kN

2) PUNCHING SHEAR 검토위치 : 기둥전면 d/2

3) 위험단면 길이(bo) = 14.608 m



4) 콘크리트가 부담하는 전단강도

※ βc = 1.000, αs = 40

① Vc1 = 1/6 x (1 + 2/βc) x $\sqrt{}$(Fck) x bo x d
= 1/6 x (1 + 2/1.00) x $\sqrt{}$(27) x 14.608 x 2.150
= 81600.558 kN

② Vc2 = 1/6 x (1 + ($\alpha s \cdot d$)/(2 · bo)) x $\sqrt{}$(Fck) x bo x d
= 1/6 x (1 + (40 · 2.150)/(2 · 14.608)) x $\sqrt{}$(27) x 14.608 x 2.150
= 107264.234 kN

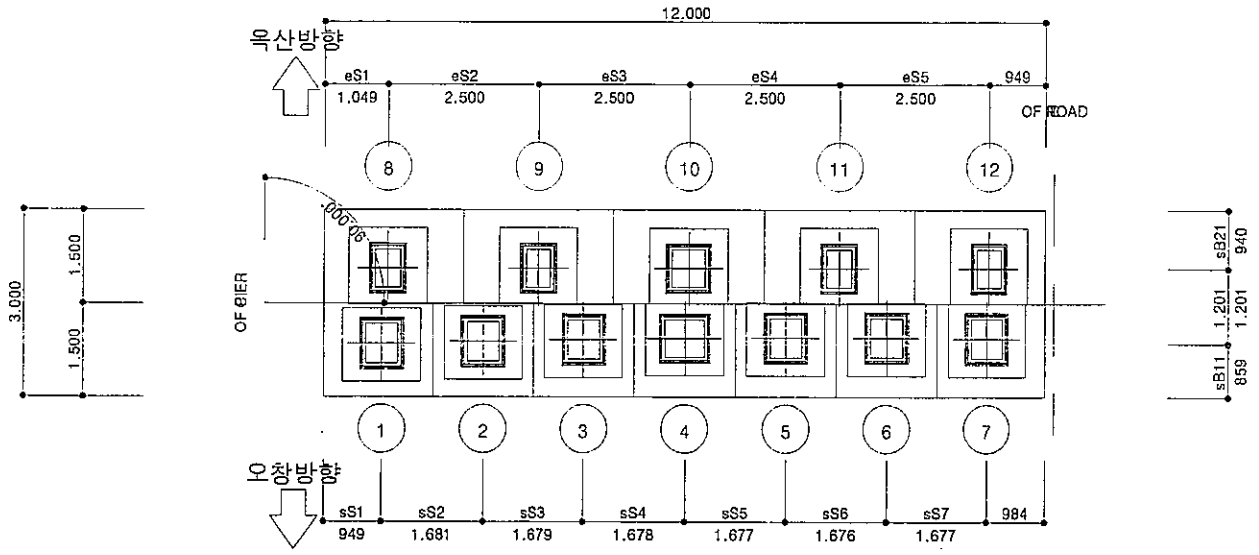
③ Vc3 = 1/3 x $\sqrt{}$(Fck) x bo x d
= 1/3 x $\sqrt{}$(27) x 14.608 x 2.150
= 54400.372 kN

---------- 이중 작은 값 사용

∴ 콘크리트가 부담하는 전단강도(ϕVc) = 0.80 x 54400.372 = 43520.297 kN

※ ΦVc > Vu ---------- O.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 x 50.067 = 450.336 mm

㉡ 후열

- 거더의 경간길이가 100m 이하이므로 S = 200 + 5.0L

S = 200 + 5.0 x 40.062 = 400.312 mm

② 실제 연단거리

구 분	필요연단	받침 규격		연단거리	비 고
		교축방향	직각방향		
1	450.336	630.000	530.000	543.767	O.K
2	450.336	630.000	530.000	578.467	O.K
3	450.336	630.000	530.000	605.017	O.K
4	450.336	600.000	650.000	638.304	O.K
5	450.336	630.000	530.000	633.368	O.K
6	450.336	630.000	530.000	635.084	O.K
7	450.336	630.000	530.000	621.919	O.K
8	400.312	610.000	410.000	634.504	O.K
9	400.312	610.000	410.000	634.505	O.K
10	400.312	600.000	550.000	639.468	O.K
11	400.312	610.000	410.000	634.506	O.K
12	400.312	610.000	410.000	634.507	O.K

12.2 최소 받침지지 길이 검토

① 최소 받침지지 길이

- 사각이 90.0° 이므로 받침선과 교축직각방향의 사잇각은 0.00°

$N = (200 + 1.67 \times L + 6.66 \times H) \times (1 + 0.000125 \times \theta^2)$ mm

$= (200 + 1.67 \times 150.261 + 6.66 \times 15.943) \times (1 + 0.000125 \times 0.00^2)$

$= 557.117$ mm

② 실제 받침지지 길이

$N1 = 1500 - 50 - 50 = 1400$ mm ≥ 557 mm $\therefore$ O.K

12.3 교량받침 수직력, 수평력 검토

구 분	수직력			수평력		
	허용값	상부반력	비 고	허용값	탄성지진력	비 고
SHOE 1	2250.000	1800.921	O.K	345.096	243.540	O.K
SHOE 2	2250.000	1752.909	O.K	345.096	243.580	O.K
SHOE 3	2250.000	1706.252	O.K	345.096	243.610	O.K
SHOE 4	2250.000	1691.660	O.K	345.096	243.580	O.K
SHOE 5	2250.000	1676.903	O.K	345.096	243.450	O.K
SHOE 6	2250.000	1668.881	O.K	345.096	243.270	O.K
SHOE 7	2250.000	1644.088	O.K	345.096	243.080	O.K
SHOE 8	1750.000	1357.734	O.K	258.822	161.820	O.K
SHOE 9	1750.000	1364.073	O.K	258.822	162.030	O.K
SHOE 10	1750.000	1319.010	O.K	258.822	162.210	O.K
SHOE 11	1750.000	1250.822	O.K	258.822	162.300	O.K
SHOE 12	1750.000	1191.107	O.K	258.822	162.330	O.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	1800.921	136.647	183.113	1388.927	1578.973	
2	1752.909	136.045	183.143	1423.619	1470.261	
3	1706.252	135.511	183.165	1450.162	1469.419	
4	1691.660	135.331	238.771	1588.477	1438.800	
5	1676.903	135.541	183.045	1478.507	1468.409	
6	1668.881	135.962	182.910	1480.222	1468.246	
7	1644.088	136.391	182.767	1467.061	1613.972	
8	1357.734	118.699	121.669	1349.612	1659.206	
9	1364.073	117.571	121.827	1349.613	1860.228	
10	1319.010	116.511	238.771	1489.614	1850.228	
11	1250.822	115.752	122.030	1349.615	1860.228	
12	1191.107	115.737	122.053	1349.616	1558.973	

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	2343.116	4369.200	O.K	2820.092	3972.000	O.K
2	2332.209	4369.200	O.K	2684.238	3972.000	O.K
3	2311.381	4369.200	O.K	2639.249	3972.000	O.K
4	2350.299	4369.200	O.K	2765.691	3972.000	O.K
5	2308.566	4369.200	O.K	2609.801	3972.000	O.K
6	2304.853	4369.200	O.K	2601.287	3972.000	O.K
7	2273.583	4369.200	O.K	2683.855	3972.000	O.K
8	1933.067	8516.200	O.K	2184.533	7742.000	O.K
9	1932.748	8516.200	O.K	2192.454	7742.000	O.K
10	1894.336	8516.200	O.K	2755.508	7742.000	O.K
11	1816.405	8516.200	O.K	2067.747	7742.000	O.K
12	1760.306	8516.200	O.K	1975.015	7742.000	O.K

③ 교량받침 콘크리트 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	759.148	8341.200	O.K	1017.293	8341.200	O.K
2	755.806	8341.200	O.K	1017.460	8341.200	O.K
3	752.840	8341.200	O.K	1017.586	8341.200	O.K
4	751.838	8341.200	O.K	1326.507	8341.200	O.K
5	753.008	8341.200	O.K	1016.917	8341.200	O.K
6	755.347	8341.200	O.K	1016.165	8341.200	O.K
7	757.728	8341.200	O.K	1015.372	8341.200	O.K
8	659.440	12033.000	O.K	675.940	12033.000	O.K
9	653.175	12033.000	O.K	676.817	12033.000	O.K
10	647.285	12033.000	O.K	1326.507	12033.000	O.K
11	643.066	12033.000	O.K	677.945	12033.000	O.K
12	642.982	12033.000	O.K	678.070	12033.000	O.K

12.5 교량받침 하면 보강 : 교량받침 3

① 교량받침에 작용하는 하중

- 연직하중 : 최대반력

P = 1706.252 kN

- 교축방향 수평하중 : 탄성지진력, 온도변화의 영향

δ = α x ΔT x L

= 0.000010 x 25.0 x 50.1

= 0.012517 m

Ph = kh x δ : kh 탄성받침의 전단탄성계수, δ 상부구조의 신축량

= 2396.500 x 0.012517

= 29.997 kN/m

Hx1 = 29.997 / 1.15 = 26.084 kN

Hx2 = 180.230 / 1.33 = 135.511 kN

☞ 수평력은 Hx1, Hx2 중 큰 값인 135.511 kN를 적용한다.

- 교축직각방향 수평하중 : 탄성지진력, 풍하중의 영향

Hy1 = 0 kN : 가동단 받침이므로 풍하중은 적용되지 않는다.

Hy2 = 243.610 / 1.33 = 183.165 kN

☞ 수평력은 Hy1, Hy2 중 큰 값인 183.165 kN를 적용한다.

② 연직하중에 대한 보강

b1x = 630.000 mm b1y = 530.000 mm

b2x = 920.162 mm b2y = 839.419 mm

bcx = 2 x b2x = 1840.325 mm < 5 x b1x = 3150.000 mm

bcy = 2 x b2y = 1678.838 mm < 5 x b1y = 2650.000 mm

Asx1 = 1/4 x (1 - b1x/bcx) x P/fsa

= 1/4 x (1 - 630.000/1840.325) x 1706.252 x 10^3 /180.000

= 1558.541 mm^2

Asy1 = 1/4 x (1 - b1y/bcy) x P/fsa

= 1/4 x (1 - 530.000/1678.838) x 1706.252 x 10^3 /180.000

= 1621.663 mm^2

③ 수평하중에 대한 보강

Asx2 = Hx/fsa

= 135.511 x 10^3 / 180.000

= 752.840 mm^2

Asy2 = Hy/fsa

= 183.165 x 10^3 / 180.000

= 1017.586 mm^2

④ 철근 보강 범위

- 교축직각방향 철근보강 범위

  Bxo = b1x + b2y = 630.000 + 839.419 = 1469.419 mm

- 교축방향 철근보강 범위

  Byo = b1y + b2x = 530.000 + 920.162 = 1450.162 mm

⑤ 철근량 산정

- 교축직각방향

  Asy = Asy1 + Asy2 = 1621.663 + 1017.586 = 2639.249 mm^2

  Bxo = 1469.419 mm 범위내에서 H16 - 20 EA

  As = 198.600 x 20 = 3972.000 mm^2 ∴ O.K

- 교축방향

  Asx = Asx1 + Asx2 = 1558.541 + 752.840 = 2311.381 mm^2

  Byo = 1450.162 mm 범위내에서 H16 - 22 EA

  As = 198.600 x 22 = 4369.200 mm^2 ∴ O.K

12.6 교량받침 콘크리트 보강 : 교량받침 3

① 교축직각방향

As2 = Hy/fsa = 183.165 x 10^3 / 180.000 = 1017.586 mm^2

사용철근 : H16 - 20 EA + H16 - 22 EA

As = 198.600 x 20 + 198.600 x 22 = 8341.200 mm^2 ∴ O.K

② 교축방향

As1 = Hx/fsa = 135.511 x 10^3 / 180.000 = 752.840 mm^2

사용철근 : H16 - 20 EA + H16 - 22 EA

As = 198.600 x 20 + 198.600 x 22 = 8341.200 mm^2 ∴ 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	8.100

※ 말뚝길이는 기초평면에 묻힌 100mm는 제외한 길이로 계산한다.

콘크리트 설계기준강도 fck = 80.0 MPa

콘크리트 탄성계수 Ep = 40000.0 MPa

유효프리스트레스 fce = 4.1 MPa

콘크리트 환산단면적 Ae = 0.109 m^2

환산 단면2차모멘트 Ie = 0.0025·m^4

환산 단면계수 Ze = 0.0099 m^3

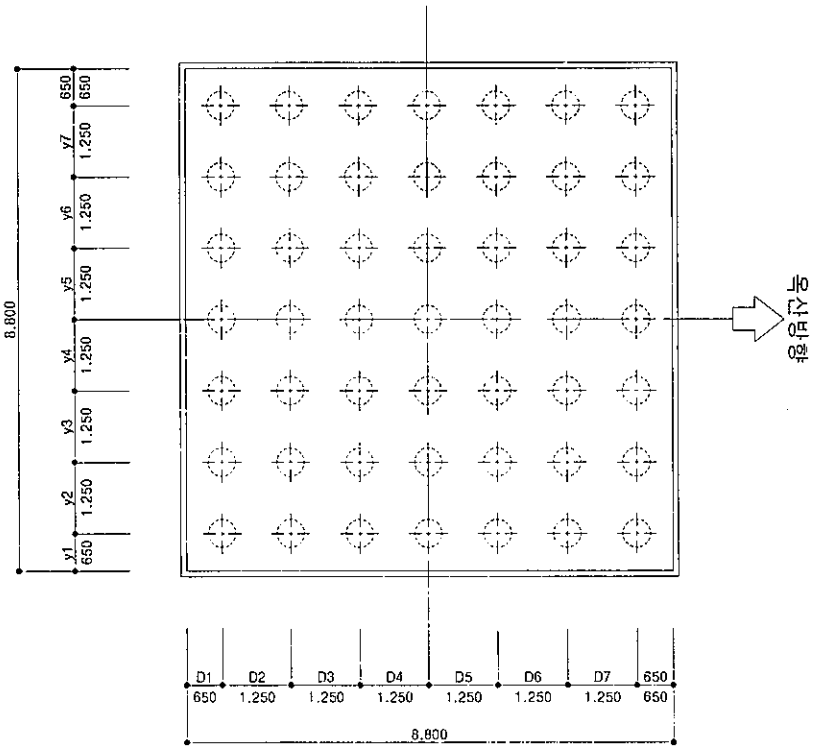
말뚝 머리의 평균 N치 N = 10

말뚝 선단의 평균 N치 N = 50

말뚝 선단의 근입깊이 Df = 1.0 m

원지반으로부터 돌출된 길이 h = 0.0 m

② 말뚝의 배치



2) 말뚝도심에서의 작용하중

구 분		Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	비 고
사용하중	COMBO 1	26444.427	404.211	6892.145	SV005
	COMBO 2	22358.512	682.672	11997.237	SV026
	COMBO 3	22358.512	682.672	11997.237	SV026
	COMBO 4	22358.512	2322.544	40057.627	SV022
계수하중	COMBO 1	37850.782	17.493	1016.595	UL001
	COMBO 2	22277.087	857.703	15442.182	UE004
	COMBO 3	20041.236	819.206	14475.527	UE026
	COMBO 4	22358.512	2322.544	40057.627	UL022

3) 말뚝의 특성치 계산

① 말뚝의 축방향 스프링정수

Ap = Ae = 0.1085 ㎡ ; 말뚝의 환산단면적

a = 0.010 x (L/D) + 0.36 = 0.522

Kv = a x Ap x Ep / L = 279688.889 kN/m ; 말뚝의 축방향 스프링정수

② 말뚝의 축직각방향 스프링정수

: 1/β 가정된 값이 계산된 값과 일치할 때까지 반복 계산

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

α = 1 (평상시), 2 (지진시)

Eo = 1200 x N = 1200 x 10 = 12000 kN/㎡

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

가) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 평상시

가정된 1/β (m)	계산치 1/β (m)	Kh(kN/㎥)
0.500	2.322	27269.26
2.322	2.681	15331.97
2.681	2.718	14526.25
2.718	2.721	14452.92
2.721	2.722	14446.06
2.722	2.722	14445.42
2.722	2.722	14445.36

Kh = 14445.35 kN/㎥

β = 0.367 m-1

βL = 0.367 x 8.1000 = 2.976 < 3 ∴ 유한장 말뚝으로 설계한다.

나) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 지진시

가정된 1/β (m)	계산치 1/β (m)	Kh(kN/㎥)
0.500	1.952	54538.53
1.952	2.218	32722.73
2.218	2.245	31192.54
2.245	2.248	31052.80
2.248	2.248	31039.74
2.248	2.248	31038.51
2.248	2.248	31038.40

Kh = 31038.39 kN/㎥

β = 0.445 m-1

βL = 0.445 x 8.1000 = 3.603 ≥ 3 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

4) 말뚝의 변위 및 부재력

① 말뚝머리 고정일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	19657.232	34885.956	$4EI\beta^3$	kN/m
K2	26749.559	39210.478	$2EI\beta^2$	kN/rad
K3	26749.559	39210.478	$2EI\beta^2$	kN/rad
K4	72801.594	88142.151	$2EI\beta$	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	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	963204.4	1709411.9
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{(K_v - K_1)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	-1310728.4	-1921313.4
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	13704755.6	13704755.6
Aya,Aay	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i + K_2\sin\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	89222000.3	89973687.6
일반식	$\begin{bmatrix}\delta_x\\ \delta_y\\ \alpha\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}A_{xx} & A_{xy} & A_{xa}\\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya}\\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa}\end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix}H_o\\ V_o\\ M_o\end{bmatrix}$		

구 분	사용하중			구 분	계수하중		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)		δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	0.0005355	0.0019296	0.0000851	COMBO 1	0.0000344	0.0027619	0.0000119
COMBO 2	0.0009099	0.0016314	0.0001478	COMBO 2	0.0011490	0.0016255	0.0001900
COMBO 3	0.0009099	0.0016314	0.0001478	COMBO 3	0.0010931	0.0014624	0.0001783
COMBO 4	0.0019048	0.0016314	0.0004859	COMBO 4	0.0019048	0.0016314	0.0004859

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 1.905 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ O.K

다) 말뚝의 작용력과 말뚝머리에서의 반력

▣ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

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

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

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0005355	0.0022488	0.0000851	628.952	8.249	-8.127
	2	0.0005355	0.0021424	0.0000851	599.196	8.249	-8.127
	3	0.0005355	0.0020360	0.0000851	569.439	8.249	-8.127
	4	0.0005355	0.0019296	0.0000851	539.682	8.249	-8.127
	5	0.0005355	0.0018232	0.0000851	509.926	8.249	-8.127
	6	0.0005355	0.0017168	0.0000851	480.169	8.249	-8.127
	7	0.0005355	0.0016104	0.0000851	450.412	8.249	-8.127
COMBO 2	1	0.0009099	0.0021858	0.0001478	611.348	13.932	-13.578
	2	0.0009099	0.0020010	0.0001478	559.664	13.932	-13.578
	3	0.0009099	0.0018162	0.0001478	507.980	13.932	-13.578
	4	0.0009099	0.0016314	0.0001478	456.296	13.932	-13.578
	5	0.0009099	0.0014467	0.0001478	404.612	13.932	-13.578
	6	0.0009099	0.0012619	0.0001478	352.929	13.932	-13.578
	7	0.0009099	0.0010771	0.0001478	301.245	13.932	-13.578
COMBO 3	1	0.0009099	0.0021858	0.0001478	611.348	13.932	-13.578
	2	0.0009099	0.0020010	0.0001478	559.664	13.932	-13.578
	3	0.0009099	0.0018162	0.0001478	507.980	13.932	-13.578
	4	0.0009099	0.0016314	0.0001478	456.296	13.932	-13.578
	5	0.0009099	0.0014467	0.0001478	404.612	13.932	-13.578
	6	0.0009099	0.0012619	0.0001478	352.929	13.932	-13.578
	7	0.0009099	0.0010771	0.0001478	301.245	13.932	-13.578
COMBO 4	1	0.0019048	0.0034535	0.0004859	965.914	47.399	-31.861
	2	0.0019048	0.0028462	0.0004859	796.042	47.399	-31.861
	3	0.0019048	0.0022388	0.0004859	626.169	47.399	-31.861
	4	0.0019048	0.0016314	0.0004859	456.296	47.399	-31.861
	5	0.0019048	0.0010241	0.0004859	286.423	47.399	-31.861
	6	0.0019048	0.0004167	0.0004859	116.551	47.399	-31.861
	7	0.0019048	-0.0001906	0.0004859	-53.322	47.399	-31.861

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0000344	0.0028065	0.0000119	784.945	0.357	-0.053
	2	0.0000344	0.0027916	0.0000119	780.785	0.357	-0.053
	3	0.0000344	0.0027767	0.0000119	776.625	0.357	-0.053
	4	0.0000344	0.0027619	0.0000119	772.465	0.357	-0.053
	5	0.0000344	0.0027470	0.0000119	768.305	0.357	-0.053
	6	0.0000344	0.0027321	0.0000119	764.145	0.357	-0.053
	7	0.0000344	0.0027173	0.0000119	759.985	0.357	-0.053
COMBO 2	1	0.0011490	0.0023378	0.0001900	653.865	17.504	-16.905
	2	0.0011490	0.0021004	0.0001900	587.455	17.504	-16.905
	3	0.0011490	0.0018629	0.0001900	521.045	17.504	-16.905
	4	0.0011490	0.0016255	0.0001900	454.634	17.504	-16.905
	5	0.0011490	0.0013881	0.0001900	388.224	17.504	-16.905
	6	0.0011490	0.0011506	0.0001900	321.814	17.504	-16.905
	7	0.0011490	0.0009132	0.0001900	255.403	17.504	-16.905
COMBO 3	1	0.0010931	0.0021310	0.0001783	596.012	16.718	-16.260
	2	0.0010931	0.0019081	0.0001783	533.676	16.718	-16.260
	3	0.0010931	0.0016852	0.0001783	471.341	16.718	-16.260
	4	0.0010931	0.0014624	0.0001783	409.005	16.718	-16.260
	5	0.0010931	0.0012395	0.0001783	346.669	16.718	-16.260
	6	0.0010931	0.0010166	0.0001783	284.333	16.718	-16.260
	7	0.0010931	0.0007937	0.0001783	221.997	16.718	-16.260
COMBO 4	1	0.0019048	0.0034535	0.0004859	965.914	47.399	-31.861
	2	0.0019048	0.0028462	0.0004859	796.042	47.399	-31.861
	3	0.0019048	0.0022388	0.0004859	626.169	47.399	-31.861
	4	0.0019048	0.0016314	0.0004859	456.296	47.399	-31.861
	5	0.0019048	0.0010241	0.0004859	286.423	47.399	-31.861
	6	0.0019048	0.0004167	0.0004859	116.551	47.399	-31.861
	7	0.0019048	-0.0001906	0.0004859	-53.322	47.399	-31.861

▣ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

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

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

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

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.750	0	628.952	8.249	-8.127	7
	2	2.500	0	599.196	8.249	-8.127	7
	3	1.250	0	569.439	8.249	-8.127	7
	4	0.000	0	539.682	8.249	-8.127	7
	5	-1.250	0	509.926	8.249	-8.127	7
	6	-2.500	0	480.169	8.249	-8.127	7
	7	-3.750	0	450.412	8.249	-8.127	7
	계			26444.427	404.211	6892.145	49
COMBO 2	1	3.750	0	611.348	13.932	-13.578	7
	2	2.500	0	559.664	13.932	-13.578	7
	3	1.250	0	507.980	13.932	-13.578	7
	4	0.000	0	456.296	13.932	-13.578	7
	5	-1.250	0	404.612	13.932	-13.578	7
	6	-2.500	0	352.929	13.932	-13.578	7
	7	-3.750	0	301.245	13.932	-13.578	7
	계			22358.512	682.672	11997.237	49
COMBO 3	1	3.750	0	611.348	13.932	-13.578	7
	2	2.500	0	559.664	13.932	-13.578	7
	3	1.250	0	507.980	13.932	-13.578	7
	4	0.000	0	456.296	13.932	-13.578	7
	5	-1.250	0	404.612	13.932	-13.578	7
	6	-2.500	0	352.929	13.932	-13.578	7
	7	-3.750	0	301.245	13.932	-13.578	7
	계			22358.512	682.672	11997.237	49
COMBO 4	1	3.750	0	965.914	47.399	-31.861	7
	2	2.500	0	796.042	47.399	-31.861	7
	3	1.250	0	626.169	47.399	-31.861	7
	4	0.000	0	456.296	47.399	-31.861	7
	5	-1.250	0	286.423	47.399	-31.861	7
	6	-2.500	0	116.551	47.399	-31.861	7
	7	-3.750	0	-53.322	47.399	-31.861	7
	계			22358.512	2322.544	40057.627	49

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.750	0	784.945	0.357	-0.053	7
	2	2.500	0	780.785	0.357	-0.053	7
	3	1.250	0	776.625	0.357	-0.053	7
	4	0.000	0	772.465	0.357	-0.053	7
	5	-1.250	0	768.305	0.357	-0.053	7
	6	-2.500	0	764.145	0.357	-0.053	7
	7	-3.750	0	759.985	0.357	-0.053	7
	계			37850.782	17.493	1016.595	49
COMBO 2	1	3.750	0	653.865	17.504	-16.905	7
	2	2.500	0	587.455	17.504	-16.905	7
	3	1.250	0	521.045	17.504	-16.905	7
	4	0.000	0	454.634	17.504	-16.905	7
	5	-1.250	0	388.224	17.504	-16.905	7
	6	-2.500	0	321.814	17.504	-16.905	7
	7	-3.750	0	255.403	17.504	-16.905	7
	계			22277.087	857.703	15442.182	49
COMBO 3	1	3.750	0	596.012	16.718	-16.260	7
	2	2.500	0	533.676	16.718	-16.260	7
	3	1.250	0	471.341	16.718	-16.260	7
	4	0.000	0	409.005	16.718	-16.260	7
	5	-1.250	0	346.669	16.718	-16.260	7
	6	-2.500	0	284.333	16.718	-16.260	7
	7	-3.750	0	221.997	16.718	-16.260	7
	계			20041.236	819.206	14475.527	49
COMBO 4	1	3.750	0	965.914	47.399	-31.861	7
	2	2.500	0	796.042	47.399	-31.861	7
	3	1.250	0	626.169	47.399	-31.861	7
	4	0.000	0	456.296	47.399	-31.861	7
	5	-1.250	0	286.423	47.399	-31.861	7
	6	-2.500	0	116.551	47.399	-31.861	7
	7	-3.750	0	-53.322	47.399	-31.861	7
	계			22358.512	2322.544	40057.627	49

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : SV005

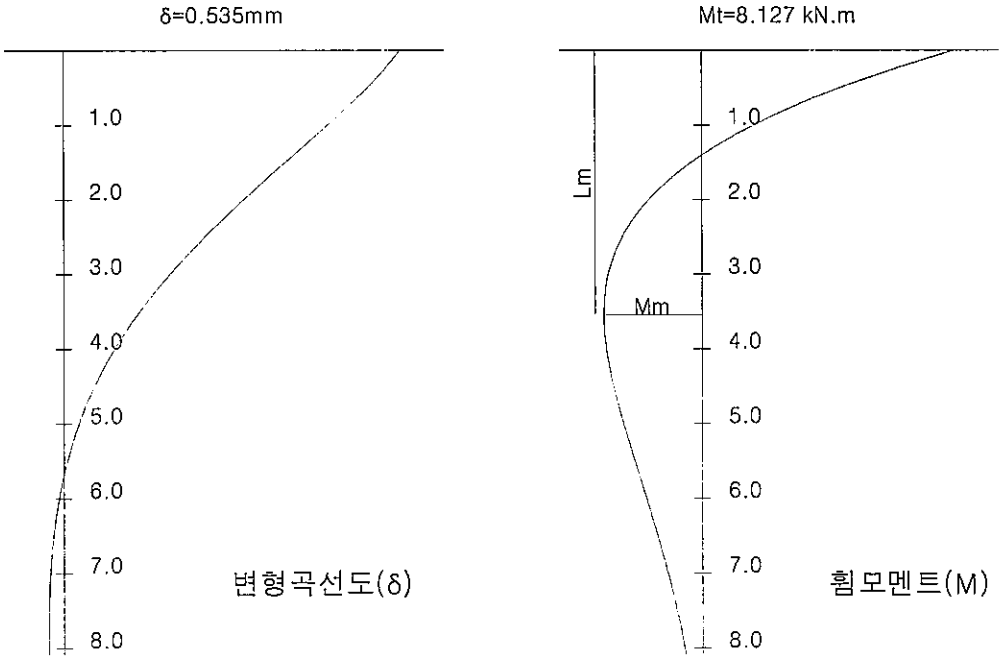
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -3.169 kN.m, 3.542 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.535 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.535 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	8.127	-8.249	0.535	
0.540	4.219	-6.264	0.480	
1.080	1.318	-4.524	0.411	
1.620	-0.718	-3.063	0.338	
2.160	-2.040	-1.882	0.268	
2.700	-2.798	-0.966	0.203	
3.240	-3.127	-0.288	0.146	
3.780	-3.146	0.186	0.099	
4.320	-2.956	0.493	0.060	
4.860	-2.637	0.668	0.031	
5.400	-2.253	0.742	0.009	
5.940	-1.848	0.744	-0.007	
6.480	-1.457	0.698	-0.016	
7.020	-1.100	0.621	-0.022	
7.560	-0.789	0.530	-0.024	
8.100	-0.529	0.434	-0.024	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 2 : SV026

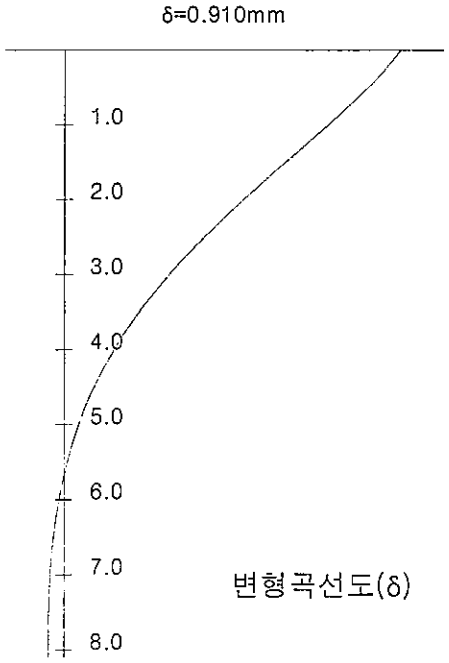
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

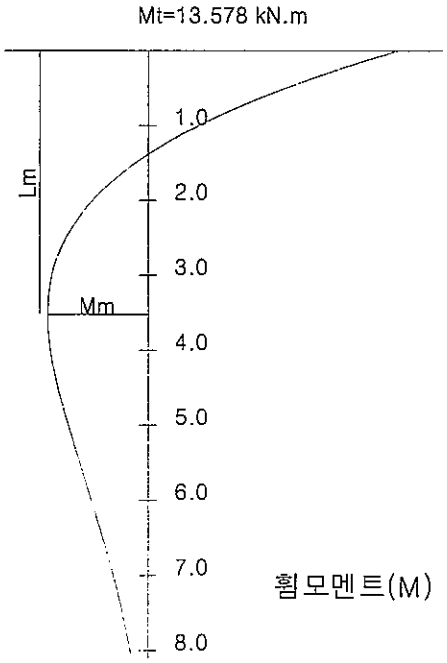
- 최대모멘트 및 깊이 : -5.402 kN.m, 3.522 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.910 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.910 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	13.578	-13.932	0.910	
0.540	6.981	-10.561	0.814	
1.080	2.095	-7.613	0.696	
1.620	-1.326	-5.139	0.572	
2.160	-3.541	-3.143	0.452	
2.700	-4.802	-1.598	0.342	
3.240	-5.340	-0.456	0.246	
3.780	-5.357	0.341	0.166	
4.320	-5.022	0.856	0.101	
4.860	-4.473	1.146	0.051	
5.400	-3.815	1.267	0.014	
5.940	-3.126	1.267	-0.012	
6.480	-2.461	1.185	-0.029	
7.020	-1.855	1.054	-0.038	
7.560	-1.327	0.897	-0.042	
8.100	-0.887	0.734	-0.041	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉢ COMBO 3 : SV026

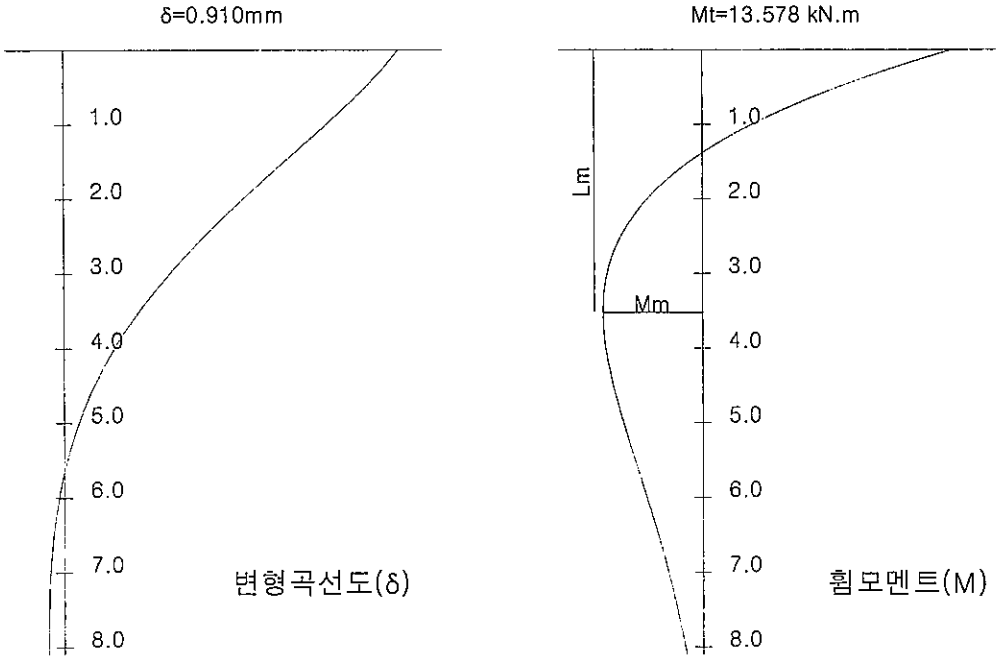
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -5.402 kN.m, 3.522 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.910 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.910 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	13.578	-13.932	0.910	
0.540	6.981	-10.561	0.814	
1.080	2.095	-7.613	0.696	
1.620	-1.326	-5.139	0.572	
2.160	-3.541	-3.143	0.452	
2.700	-4.802	-1.598	0.342	
3.240	-5.340	-0.456	0.246	
3.780	-5.357	0.341	0.166	
4.320	-5.022	0.856	0.101	
4.860	-4.473	1.146	0.051	
5.400	-3.815	1.267	0.014	
5.940	-3.126	1.267	-0.012	
6.480	-2.461	1.185	-0.029	
7.020	-1.855	1.054	-0.038	
7.560	-1.327	0.897	-0.042	
8.100	-0.887	0.734	-0.041	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 4 : SV022

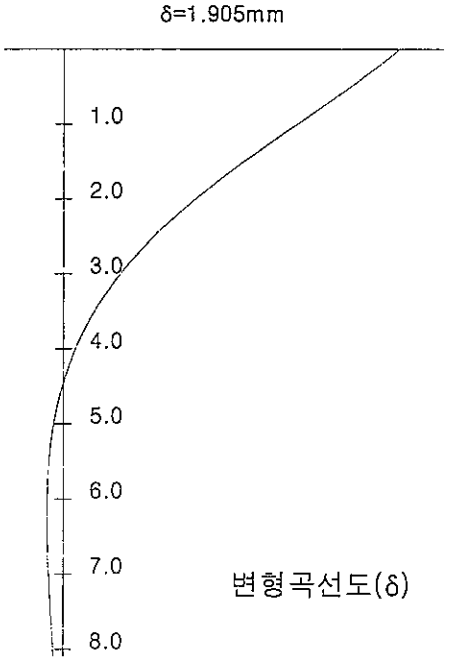
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

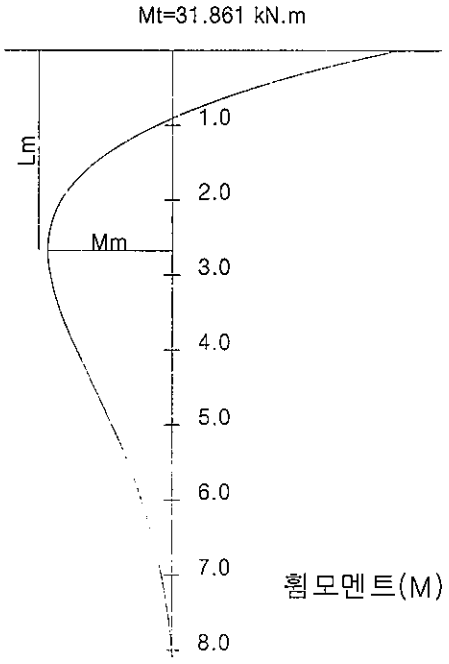
- 최대모멘트 및 깊이 : -17.492 kN.m, 2.672 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.905 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.905 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	31.861	-47.399	1.905	
0.540	10.363	-32.642	1.607	
1.080	-3.875	-20.552	1.277	
1.620	-12.329	-11.208	0.957	
2.160	-16.439	-4.412	0.672	
2.700	-17.489	0.192	0.435	
3.240	-16.551	3.022	0.249	
3.780	-14.469	4.498	0.111	
4.320	-11.867	5.003	0.016	
4.860	-9.181	4.861	-0.045	
5.400	-6.686	4.332	-0.078	
5.940	-4.536	3.612	-0.091	
6.480	-2.795	2.838	-0.091	
7.020	-1.464	2.102	-0.083	
7.560	-0.508	1.456	-0.071	
8.100	0.129	0.924	-0.056	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 1 : ULO01

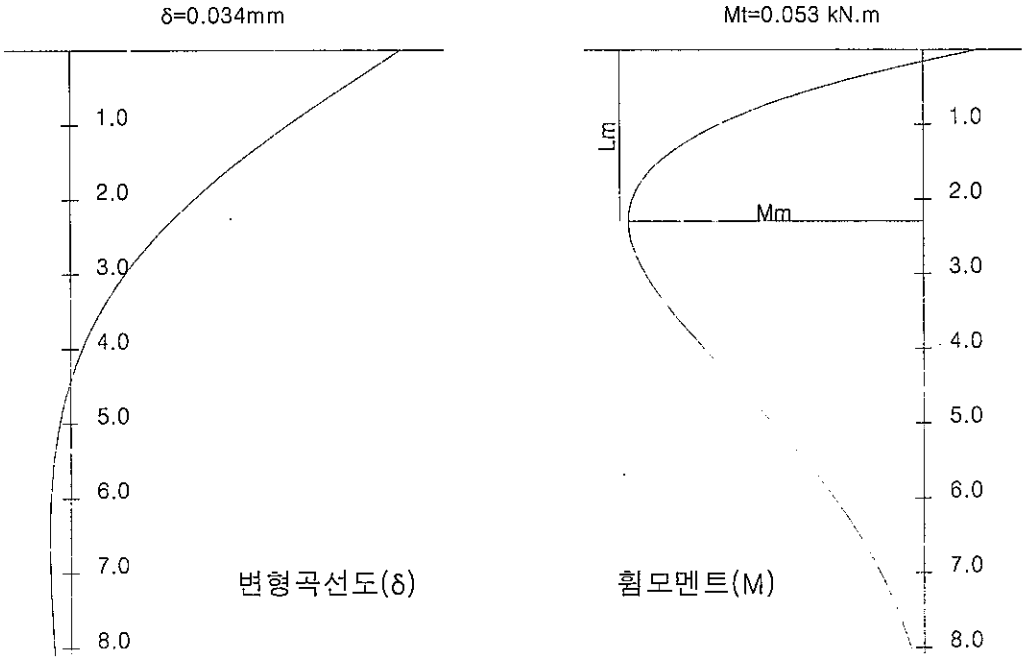
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -0.280 kN.m, 2.293 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.034 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.034 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.053	-0.357	0.034	
0.540	-0.106	-0.236	0.028	
1.080	-0.206	-0.139	0.022	
1.620	-0.260	-0.065	0.016	
2.160	-0.280	-0.011	0.012	
2.700	-0.275	0.026	0.008	
3.240	-0.254	0.050	0.004	
3.780	-0.223	0.062	0.002	
4.320	-0.188	0.066	0.000	
4.860	-0.152	0.065	-0.001	
5.400	-0.119	0.060	-0.002	
5.940	-0.088	0.052	-0.002	
6.480	-0.062	0.044	-0.002	
7.020	-0.041	0.036	-0.002	
7.560	-0.023	0.028	-0.002	
8.100	-0.010	0.021	-0.002	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 2 : UE004

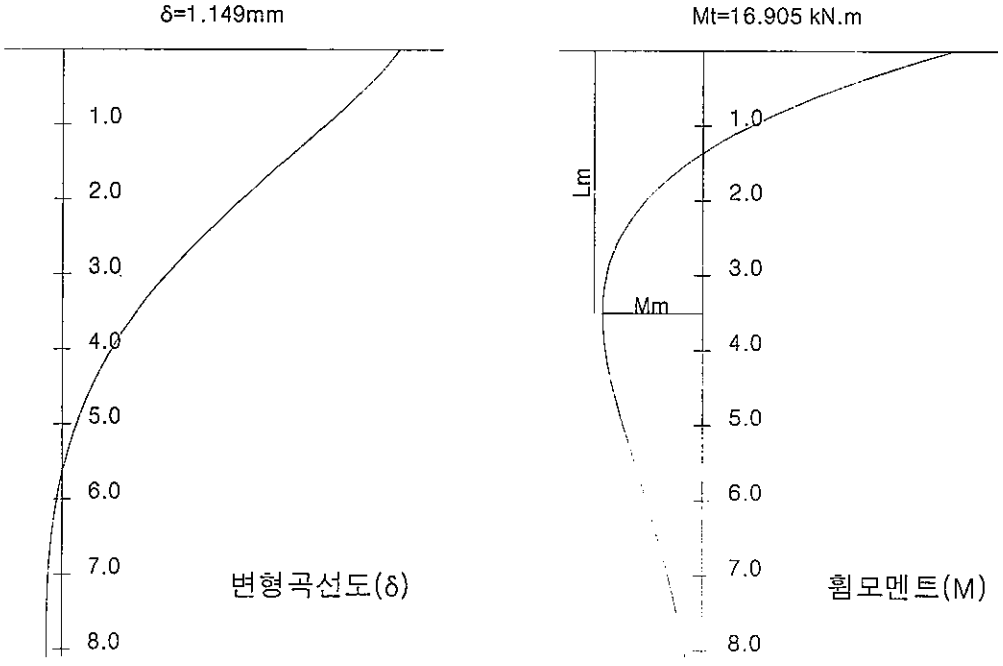
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -6.839 kN.m, 3.506 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.149 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.149 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	16.905	-17.504	1.149	
0.540	8.623	-13.251	1.026	
1.080	2.497	-9.535	0.877	
1.620	-1.784	-6.421	0.720	
2.160	-4.547	-3.912	0.568	
2.700	-6.112	-1.973	0.429	
3.240	-6.770	-0.541	0.308	
3.780	-6.775	0.457	0.207	
4.320	-6.341	1.098	0.125	
4.860	-5.639	1.458	0.062	
5.400	-4.804	1.607	0.016	
5.940	-3.932	1.603	-0.016	
6.480	-3.091	1.496	-0.037	
7.020	-2.327	1.328	-0.048	
7.560	-1.662	1.130	-0.053	
8.100	-1.108	0.923	-0.052	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 3 : UE026

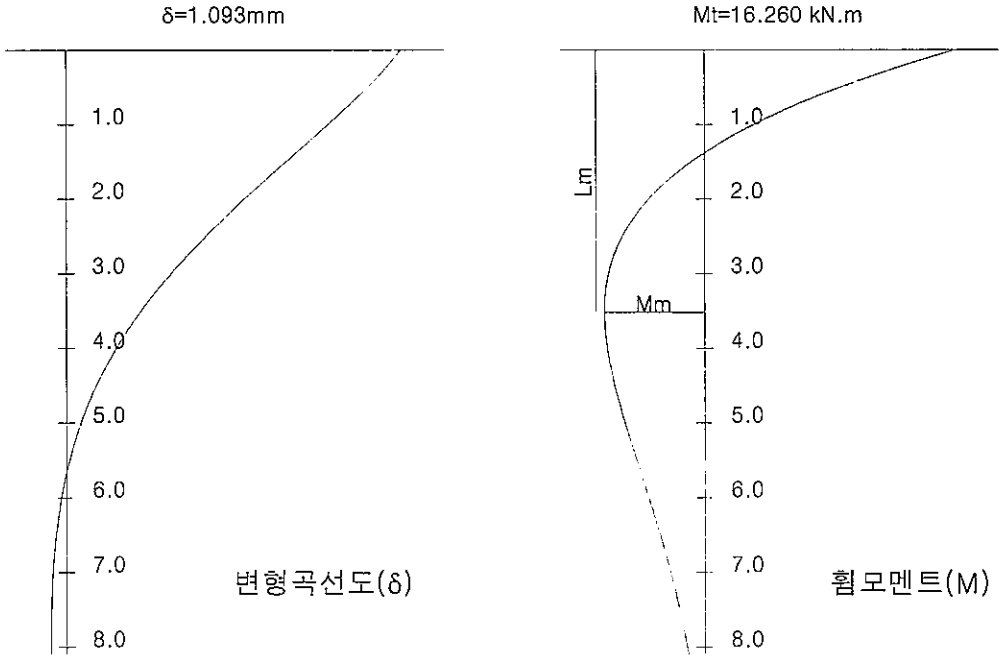
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -6.494 kN.m, 3.519 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.093 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.093 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	16.260	-16.718	1.093	
0.540	8.346	-12.670	0.977	
1.080	2.485	-9.129	0.836	
1.620	-1.617	-6.159	0.687	
2.160	-4.270	-3.764	0.543	
2.700	-5.779	-1.910	0.410	
3.240	-6.421	-0.541	0.295	
3.780	-6.437	0.415	0.198	
4.320	-6.033	1.032	0.121	
4.860	-5.372	1.379	0.060	
5.400	-4.580	1.524	0.016	
5.940	-3.752	1.523	-0.015	
6.480	-2.953	1.424	-0.034	
7.020	-2.225	1.265	-0.046	
7.560	-1.592	1.077	-0.050	
8.100	-1.063	0.881	-0.050	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 4 : ULO22

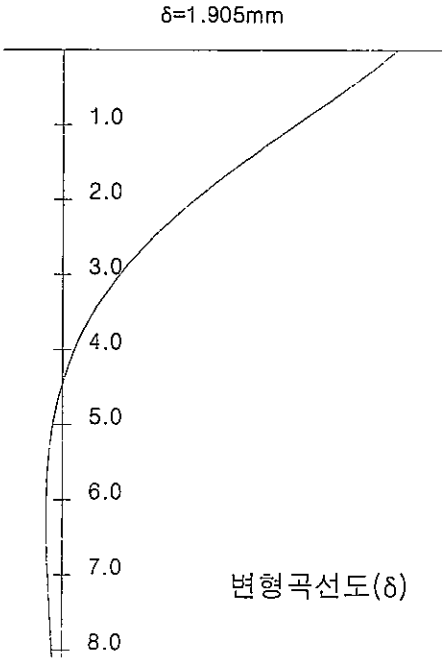
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

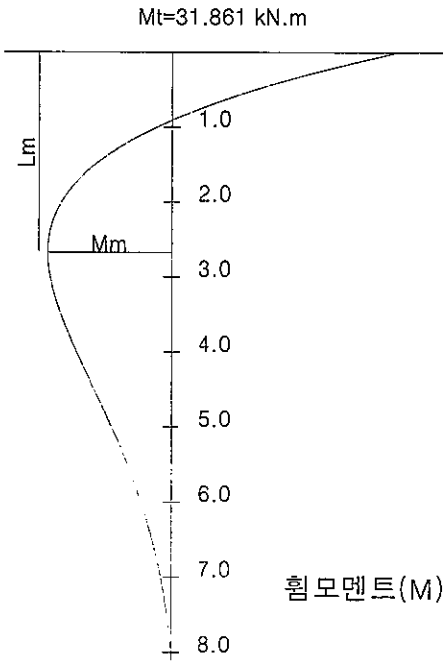
- 최대모멘트 및 깊이 : -17.492 kN.m, 2.672 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.905 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.905 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	31.861	-47.399	1.905	
0.540	10.363	-32.642	1.607	
1.080	-3.875	-20.552	1.277	
1.620	-12.329	-11.208	0.957	
2.160	-16.439	-4.412	0.672	
2.700	-17.489	0.192	0.435	
3.240	-16.551	3.022	0.249	
3.780	-14.469	4.498	0.111	
4.320	-11.867	5.003	0.016	
4.860	-9.181	4.861	-0.045	
5.400	-6.686	4.332	-0.078	
5.940	-4.536	3.612	-0.091	
6.480	-2.795	2.838	-0.091	
7.020	-1.464	2.102	-0.083	
7.560	-0.508	1.456	-0.071	
8.100	0.129	0.924	-0.056	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





② 말뚝머리 힌지일 경우

가) 측직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	9828.616	17442.978	$2EI\beta^3$	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	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	481602.2	854705.9
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{(K_v - K_1)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	13704755.6	13704755.6
Aya,Aay	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i + K_2\sin\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2 + K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	85654722.2	85654722.2
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		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)		δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	0.0008393	0.0019296	0.0000805	COMBO 1	0.0000363	0.0027619	0.0000119
COMBO 2	0.0014175	0.0016314	0.0001401	COMBO 2	0.0017809	0.0016255	0.0001803
COMBO 3	0.0014175	0.0016314	0.0001401	COMBO 3	0.0017010	0.0014624	0.0001690
COMBO 4	0.0027174	0.0016314	0.0004677	COMBO 4	0.0027174	0.0016314	0.0004677

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 2.717 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ O.K

다) 말뚝의 작용력과 말뚝머리에서의 반력

▣ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

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

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

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0008393	0.0022313	0.0000805	624.076	8.249	0.000
	2	0.0008393	0.0021307	0.0000805	595.945	8.249	0.000
	3	0.0008393	0.0020302	0.0000805	567.813	8.249	0.000
	4	0.0008393	0.0019296	0.0000805	539.682	8.249	0.000
	5	0.0008393	0.0018290	0.0000805	511.551	8.249	0.000
	6	0.0008393	0.0017284	0.0000805	483.420	8.249	0.000
	7	0.0008393	0.0016278	0.0000805	455.289	8.249	0.000
COMBO 2	1	0.0014175	0.0021567	0.0001401	603.201	13.932	0.000
	2	0.0014175	0.0019816	0.0001401	554.233	13.932	0.000
	3	0.0014175	0.0018065	0.0001401	505.264	13.932	0.000
	4	0.0014175	0.0016314	0.0001401	456.296	13.932	0.000
	5	0.0014175	0.0014564	0.0001401	407.328	13.932	0.000
	6	0.0014175	0.0012813	0.0001401	358.360	13.932	0.000
	7	0.0014175	0.0011062	0.0001401	309.391	13.932	0.000
COMBO 3	1	0.0014175	0.0021567	0.0001401	603.201	13.932	0.000
	2	0.0014175	0.0019816	0.0001401	554.233	13.932	0.000
	3	0.0014175	0.0018065	0.0001401	505.264	13.932	0.000
	4	0.0014175	0.0016314	0.0001401	456.296	13.932	0.000
	5	0.0014175	0.0014564	0.0001401	407.328	13.932	0.000
	6	0.0014175	0.0012813	0.0001401	358.360	13.932	0.000
	7	0.0014175	0.0011062	0.0001401	309.391	13.932	0.000
COMBO 4	1	0.0027174	0.0033852	0.0004677	946.798	47.399	0.000
	2	0.0027174	0.0028006	0.0004677	783.297	47.399	0.000
	3	0.0027174	0.0022160	0.0004677	619.797	47.399	0.000
	4	0.0027174	0.0016314	0.0004677	456.296	47.399	0.000
	5	0.0027174	0.0010469	0.0004677	292.796	47.399	0.000
	6	0.0027174	0.0004623	0.0004677	129.295	47.399	0.000
	7	0.0027174	-0.0001223	0.0004677	-34.205	47.399	0.000

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0000363	0.0028064	0.0000119	784.913	0.357	0.000
	2	0.0000363	0.0027915	0.0000119	780.764	0.357	0.000
	3	0.0000363	0.0027767	0.0000119	776.614	0.357	0.000
	4	0.0000363	0.0027619	0.0000119	772.465	0.357	0.000
	5	0.0000363	0.0027470	0.0000119	768.316	0.357	0.000
	6	0.0000363	0.0027322	0.0000119	764.166	0.357	0.000
	7	0.0000363	0.0027174	0.0000119	760.017	0.357	0.000
COMBO 2	1	0.0017809	0.0023016	0.0001803	643.722	17.504	0.000
	2	0.0017809	0.0020762	0.0001803	580.693	17.504	0.000
	3	0.0017809	0.0018509	0.0001803	517.664	17.504	0.000
	4	0.0017809	0.0016255	0.0001803	454.634	17.504	0.000
	5	0.0017809	0.0014001	0.0001803	391.605	17.504	0.000
	6	0.0017809	0.0011748	0.0001803	328.576	17.504	0.000
	7	0.0017809	0.0009494	0.0001803	265.546	17.504	0.000
COMBO 3	1	0.0017010	0.0020961	0.0001690	586.256	16.718	0.000
	2	0.0017010	0.0018849	0.0001690	527.172	16.718	0.000
	3	0.0017010	0.0016736	0.0001690	468.089	16.718	0.000
	4	0.0017010	0.0014624	0.0001690	409.005	16.718	0.000
	5	0.0017010	0.0012511	0.0001690	349.921	16.718	0.000
	6	0.0017010	0.0010399	0.0001690	290.837	16.718	0.000
	7	0.0017010	0.0008286	0.0001690	231.753	16.718	0.000
COMBO 4	1	0.0027174	0.0033852	0.0004677	946.798	47.399	0.000
	2	0.0027174	0.0028006	0.0004677	783.297	47.399	0.000
	3	0.0027174	0.0022160	0.0004677	619.797	47.399	0.000
	4	0.0027174	0.0016314	0.0004677	456.296	47.399	0.000
	5	0.0027174	0.0010469	0.0004677	292.796	47.399	0.000
	6	0.0027174	0.0004623	0.0004677	129.295	47.399	0.000
	7	0.0027174	-0.0001223	0.0004677	-34.205	47.399	0.000

▣ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

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

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

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

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.750	0	624.076	8.249	0.000	7
	2	2.500	0	595.945	8.249	0.000	7
	3	1.250	0	567.813	8.249	0.000	7
	4	0.000	0	539.682	8.249	0.000	7
	5	-1.250	0	511.551	8.249	0.000	7
	6	-2.500	0	483.420	8.249	0.000	7
	7	-3.750	0	455.289	8.249	0.000	7
	계			26444.427	404.211	0.000	49
COMBO 2	1	3.750	0	603.201	13.932	0.000	7
	2	2.500	0	554.233	13.932	0.000	7
	3	1.250	0	505.264	13.932	0.000	7
	4	0.000	0	456.296	13.932	0.000	7
	5	-1.250	0	407.328	13.932	0.000	7
	6	-2.500	0	358.360	13.932	0.000	7
	7	-3.750	0	309.391	13.932	0.000	7
	계			22358.512	682.672	0.000	49
COMBO 3	1	3.750	0	603.201	13.932	0.000	7
	2	2.500	0	554.233	13.932	0.000	7
	3	1.250	0	505.264	13.932	0.000	7
	4	0.000	0	456.296	13.932	0.000	7
	5	-1.250	0	407.328	13.932	0.000	7
	6	-2.500	0	358.360	13.932	0.000	7
	7	-3.750	0	309.391	13.932	0.000	7
	계			22358.512	682.672	0.000	49
COMBO 4	1	3.750	0	946.798	47.399	0.000	7
	2	2.500	0	783.297	47.399	0.000	7
	3	1.250	0	619.797	47.399	0.000	7
	4	0.000	0	456.296	47.399	0.000	7
	5	-1.250	0	292.796	47.399	0.000	7
	6	-2.500	0	129.295	47.399	0.000	7
	7	-3.750	0	-34.205	47.399	0.000	7
	계			22358.512	2322.544	0.000	49

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.750	0	784.913	0.357	0.000	7
	2	2.500	0	780.764	0.357	0.000	7
	3	1.250	0	776.614	0.357	0.000	7
	4	0.000	0	772.465	0.357	0.000	7
	5	-1.250	0	768.316	0.357	0.000	7
	6	-2.500	0	764.166	0.357	0.000	7
	7	-3.750	0	760.017	0.357	0.000	7
	계			37850.782	17.493	0.000	49
COMBO 2	1	3.750	0	643.722	17.504	0.000	7
	2	2.500	0	580.693	17.504	0.000	7
	3	1.250	0	517.664	17.504	0.000	7
	4	0.000	0	454.634	17.504	0.000	7
	5	-1.250	0	391.605	17.504	0.000	7
	6	-2.500	0	328.576	17.504	0.000	7
	7	-3.750	0	265.546	17.504	0.000	7
	계			22277.087	857.703	0.000	49
COMBO 3	1	3.750	0	586.256	16.718	0.000	7
	2	2.500	0	527.172	16.718	0.000	7
	3	1.250	0	468.089	16.718	0.000	7
	4	0.000	0	409.005	16.718	0.000	7
	5	-1.250	0	349.921	16.718	0.000	7
	6	-2.500	0	290.837	16.718	0.000	7
	7	-3.750	0	231.753	16.718	0.000	7
	계			20041.236	819.206	0.000	49
COMBO 4	1	3.750	0	946.798	47.399	0.000	7
	2	2.500	0	783.297	47.399	0.000	7
	3	1.250	0	619.797	47.399	0.000	7
	4	0.000	0	456.296	47.399	0.000	7
	5	-1.250	0	292.796	47.399	0.000	7
	6	-2.500	0	129.295	47.399	0.000	7
	7	-3.750	0	-34.205	47.399	0.000	7
	계			22358.512	2322.544	0.000	49

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : SV005

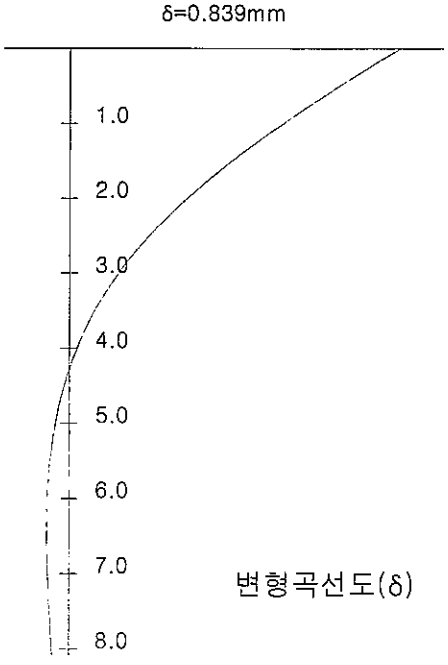
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

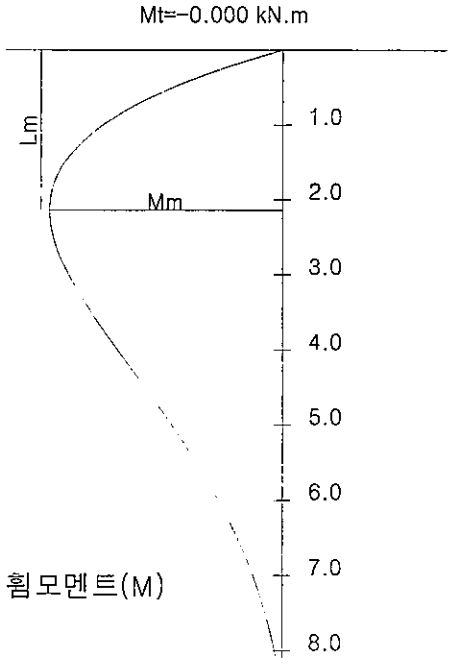
- 최대모멘트 및 깊이 : -7.238 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.839 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.839 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-8.249	0.839	
0.540	-3.629	-5.298	0.675	
1.080	-5.835	-2.972	0.521	
1.620	-6.942	-1.216	0.383	
2.160	-7.238	0.044	0.266	
2.700	-6.969	0.888	0.170	
3.240	-6.339	1.398	0.095	
3.780	-5.506	1.651	0.038	
4.320	-4.590	1.714	-0.003	
4.860	-3.678	1.646	-0.030	
5.400	-2.827	1.494	-0.046	
5.940	-2.072	1.296	-0.054	
6.480	-1.431	1.078	-0.056	
7.020	-0.907	0.863	-0.054	
7.560	-0.497	0.662	-0.049	
8.100	-0.188	0.484	-0.042	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉯ COMBO 2 : SV026

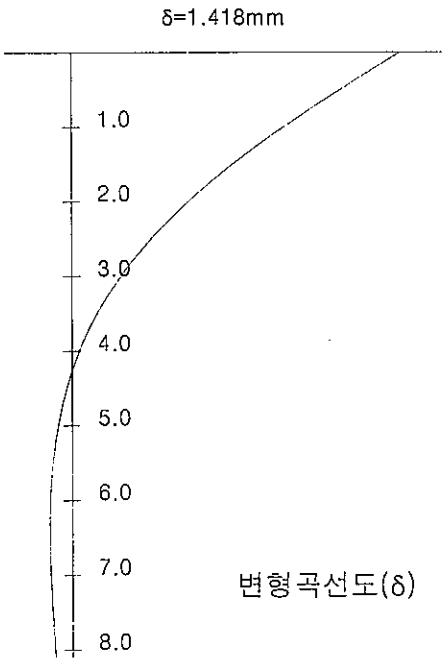
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

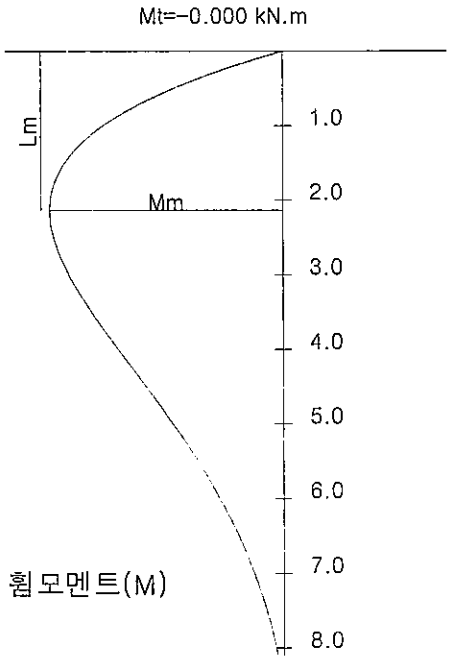
- 최대모멘트 및 깊이 : -12.224 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.418 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.418 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-13.932	1.418	
0.540	-6.129	-8.949	1.140	
1.080	-9.855	-5.020	0.879	
1.620	-11.724	-2.054	0.647	
2.160	-12.224	0.074	0.449	
2.700	-11.771	1.499	0.287	
3.240	-10.706	2.361	0.160	
3.780	-9.299	2.788	0.064	
4.320	-7.752	2.895	-0.005	
4.860	-6.212	2.781	-0.051	
5.400	-4.775	2.524	-0.078	
5.940	-3.500	2.188	-0.092	
6.480	-2.417	1.821	-0.095	
7.020	-1.533	1.457	-0.091	
7.560	-0.839	1.118	-0.082	
8.100	-0.318	0.818	-0.071	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉡ COMBO 3 : SV026

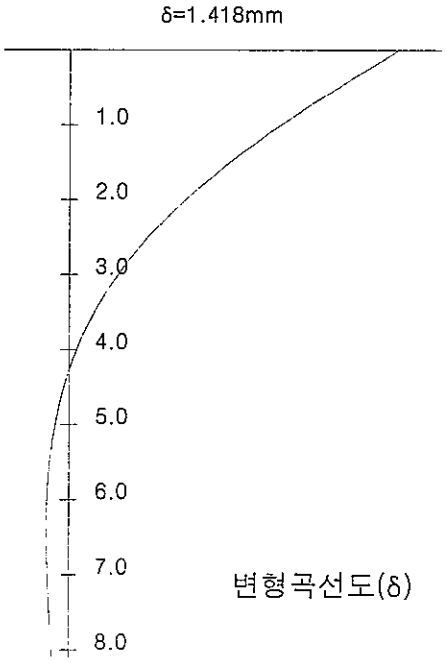
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

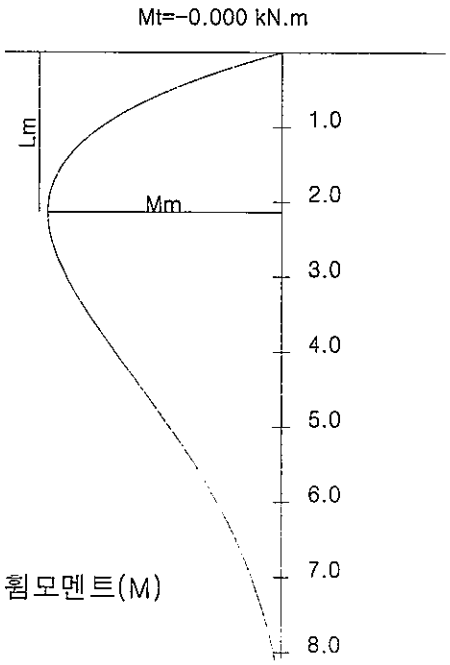
- 최대모멘트 및 깊이 : -12.224 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.418 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.418 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-13.932	1.418	
0.540	-6.129	-8.949	1.140	
1.080	-9.855	-5.020	0.879	
1.620	-11.724	-2.054	0.647	
2.160	-12.224	0.074	0.449	
2.700	-11.771	1.499	0.287	
3.240	-10.706	2.361	0.160	
3.780	-9.299	2.788	0.064	
4.320	-7.752	2.895	-0.005	
4.860	-6.212	2.781	-0.051	
5.400	-4.775	2.524	-0.078	
5.940	-3.500	2.188	-0.092	
6.480	-2.417	1.821	-0.095	
7.020	-1.533	1.457	-0.091	
7.560	-0.839	1.118	-0.082	
8.100	-0.318	0.818	-0.071	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉮ COMBO 4 : SV022

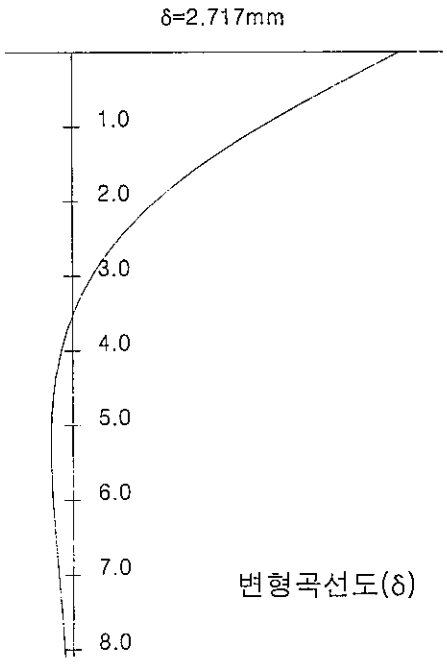
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

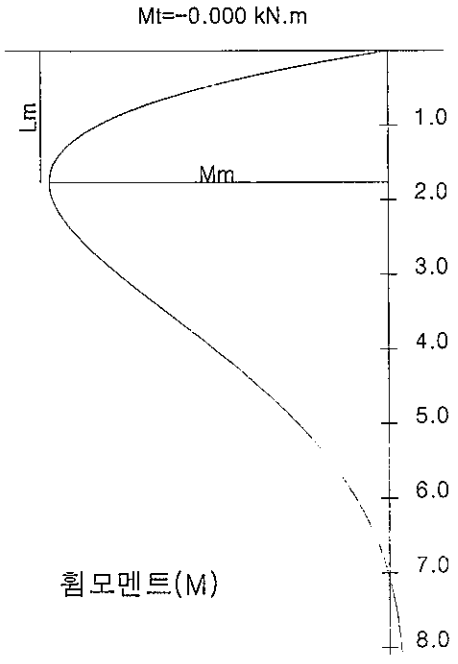
- 최대모멘트 및 깊이 : -34.351 kN.m, 1.766 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.717 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.717 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-47.399	2.717	
0.540	-19.937	-27.338	2.076	
1.080	-30.458	-12.448	1.490	
1.620	-34.201	-2.109	0.993	
2.160	-33.412	4.477	0.595	
2.700	-29.891	8.144	0.295	
3.240	-25.000	9.673	0.083	
3.780	-19.706	9.741	-0.056	
4.320	-14.643	8.899	-0.137	
4.860	-10.182	7.570	-0.174	
5.400	-6.499	6.061	-0.182	
5.940	-3.631	4.578	-0.170	
6.480	-1.527	3.245	-0.147	
7.020	-0.088	2.126	-0.120	
7.560	0.811	1.241	-0.092	
8.100	1.293	0.581	-0.066	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 1 : UL001

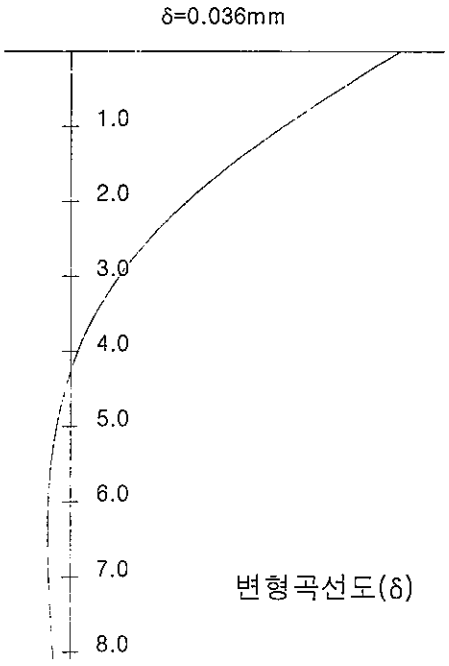
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

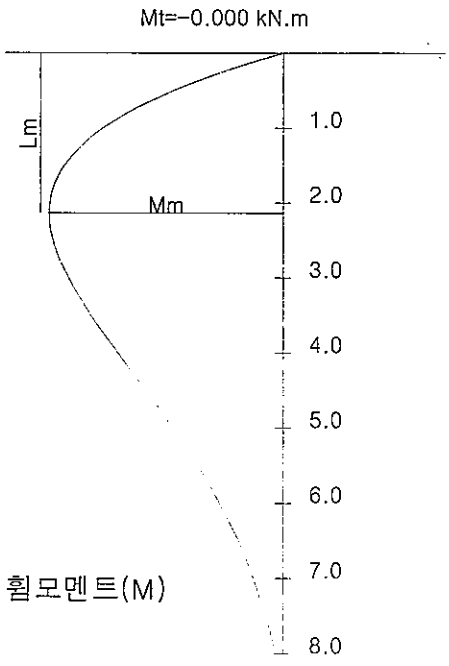
- 최대모멘트 및 깊이 : -0.313 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.036 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.036 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-0.357	0.036	
0.540	-0.157	-0.229	0.029	
1.080	-0.253	-0.129	0.023	
1.620	-0.300	-0.053	0.017	
2.160	-0.313	0.002	0.012	
2.700	-0.302	0.038	0.007	
3.240	-0.274	0.061	0.004	
3.780	-0.238	0.071	0.002	
4.320	-0.199	0.074	0.000	
4.860	-0.159	0.071	-0.001	
5.400	-0.122	0.065	-0.002	
5.940	-0.090	0.056	-0.002	
6.480	-0.062	0.047	-0.002	
7.020	-0.039	0.037	-0.002	
7.560	-0.021	0.029	-0.002	
8.100	-0.008	0.021	-0.002	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉯ COMBO 2 : UE004

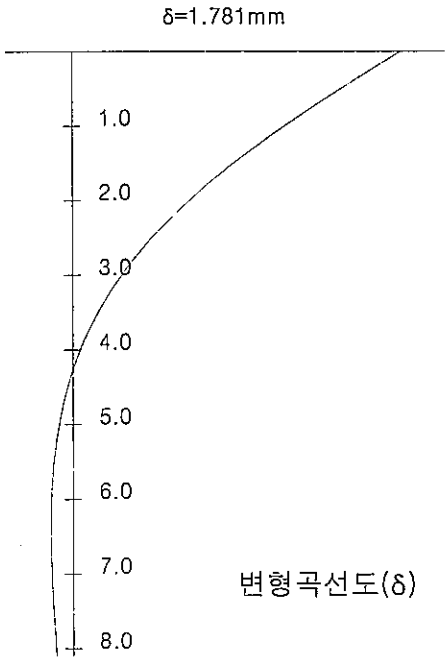
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -15.359 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.781 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.781 mm

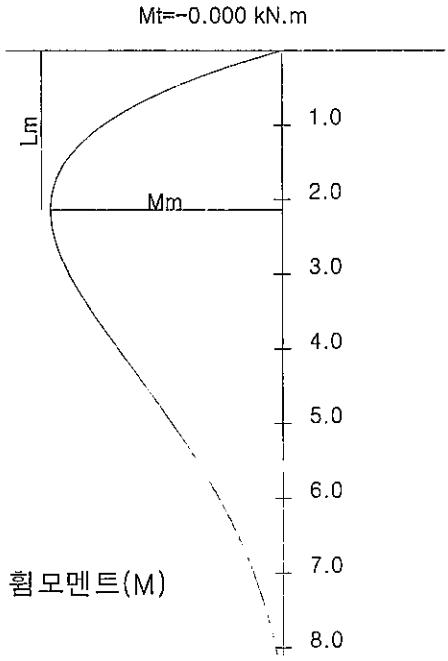
㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-17.504	1.781	
0.540	-7.700	-11.243	1.432	
1.080	-12.381	-6.307	1.105	
1.620	-14.730	-2.580	0.813	
2.160	-15.358	0.092	0.565	
2.700	-14.788	1.884	0.361	
3.240	-13.451	2.966	0.201	
3.780	-11.683	3.503	0.080	
4.320	-9.740	3.638	-0.006	
4.860	-7.804	3.493	-0.064	
5.400	-5.999	3.171	-0.098	
5.940	-4.397	2.749	-0.115	
6.480	-3.037	2.288	-0.119	
7.020	-1.926	1.830	-0.114	
7.560	-1.054	1.404	-0.103	
8.100	-0.400	1.027	-0.090	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



변형곡선도(δ)



휨모멘트(M)

㉣ COMBO 3 : UE026

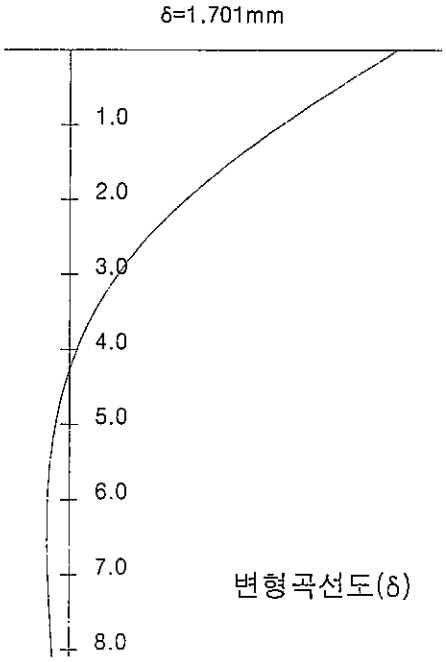
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

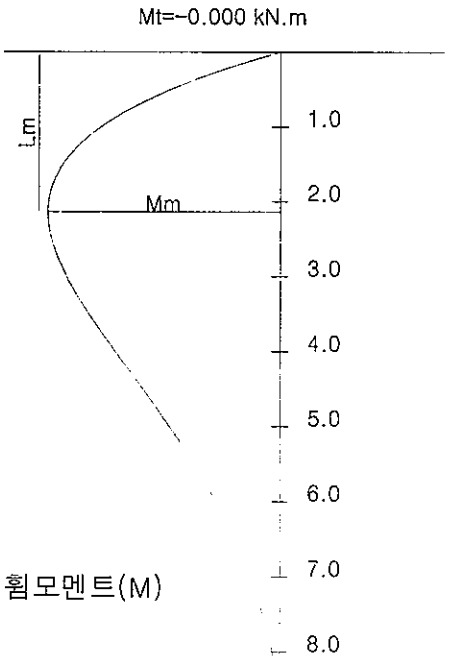
- 최대모멘트 및 깊이 : -14.669 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.701 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.701 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-16.718	1.701	
0.540	-7.355	-10.738	1.368	
1.080	-11.826	-6.024	1.055	
1.620	-14.069	-2.464	0.777	
2.160	-14.668	0.088	0.539	
2.700	-14.125	1.799	0.345	
3.240	-12.847	2.833	0.192	
3.780	-11.159	3.346	0.077	
4.320	-9.303	3.474	-0.006	
4.860	-7.454	3.337	-0.061	
5.400	-5.730	3.029	-0.094	
5.940	-4.200	2.626	-0.110	
6.480	-2.900	2.185	-0.114	
7.020	-1.839	1.748	-0.109	
7.560	-1.007	1.341	-0.099	
8.100	-0.382	0.981	-0.086	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉮ COMBO 4 : ULO22

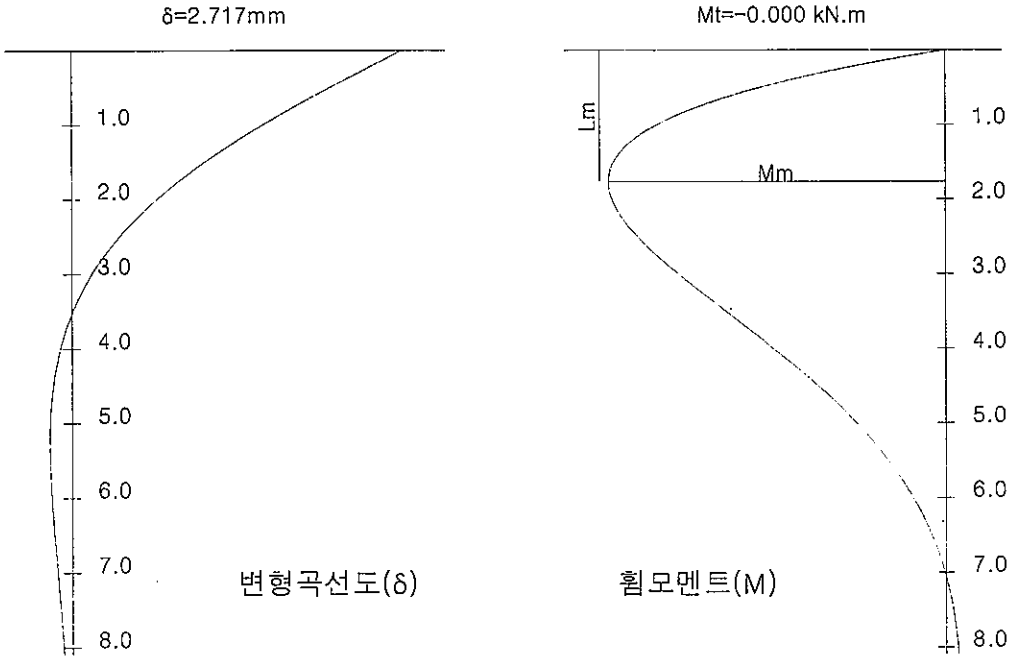
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -34.351 kN.m, 1.766 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.717 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.717 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-47.399	2.717	
0.540	-19.937	-27.338	2.076	
1.080	-30.458	-12.448	1.490	
1.620	-34.201	-2.109	0.993	
2.160	-33.412	4.477	0.595	
2.700	-29.891	8.144	0.295	
3.240	-25.000	9.673	0.083	
3.780	-19.706	9.741	-0.056	
4.320	-14.643	8.899	-0.137	
4.860	-10.182	7.570	-0.174	
5.400	-6.499	6.061	-0.182	
5.940	-3.631	4.578	-0.170	
6.480	-1.527	3.245	-0.147	
7.020	-0.088	2.126	-0.120	
7.560	0.811	1.241	-0.092	
8.100	1.293	0.581	-0.066	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



5) 말뚝의 안정성 검토

① 말뚝의 허용지지력 검토

가) 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 마찰지지 말뚝

Ra = r/n x (Ru - Ws) + Ws - W

Ra1 = 738.000 kN (평상시) : 『별첨자료』 참조

Ra2 = 1107.000 kN (지진시) : 『별첨자료』 참조

말뚝의 주면장 U = π x 0.500 = 1.571 m

U	N-치	토질분류	토층심도	f(kN/m²)	주면마찰력(U*f*L)
1.571	10.000	사질토	5.891	20.000	185.064
1.571	50.000	사질토	2.209	100.000	347.024
1.571	50.000	사질토	-	-	-
계	-	-	-	-	532.090

N≤2 의 지반에는 주면 마찰력을 고려하지 않는다.

나) 말뚝의 허용 수평변위 검토

평상시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 1.4175 mm O.K

지진시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 2.7174 mm O.K

다) 말뚝의 허용인발력

Pa = 1/n x Pu + W ; Pu : 주면마찰력(kN), W : 수중말뚝의 중량

W = π x (0.500² - 0.340²)/ 4 x (25.00-10.00) x 8.100

= 12.825 kN

Pa1 = 1/3.0 x 532.090 + 12.82 = 190.188 kN (평상시)

Pa2 = 1/2.0 x 532.090 + 12.82 = 278.870 kN (지진시)

라) 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	628.952	450.412	738.000	190.188	O.K
	HINGE	624.076	455.289	738.000	190.188	O.K
COMBO 2	FIX	611.348	301.245	738.000	190.188	O.K
	HINGE	603.201	309.391	738.000	190.188	O.K
COMBO 3	FIX	611.348	301.245	738.000	190.188	O.K
	HINGE	603.201	309.391	738.000	190.188	O.K
COMBO 4	FIX	965.914	-53.322	1107.000	278.870	O.K
	HINGE	946.798	-34.205	1107.000	278.870	O.K

② 말뚝의 응력 검토

가) 말뚝의 이음과 장경비에 따른 허용응력의 감소율 검토

: 『도로교설계기준 해설(하부구조편)』 P223 참조

사용 PILE 분당 길이 : 15.00 m / 본

PILE 길이 : 8.20 m

이음개소수 : 0 개소

말뚝이음에 의한 허용응력 감소율 : 0.00%

장경비 (L/D) = 8.10/0.500 = 16.200 < 85 이므로 장경비에 따른 감소 없음.

따라서 허용응력의 총 감소율은 0.00% 적용

나) 말뚝의 휨응력 검토

허용 휨압축응력 fca = 28.000 MPa (평상시)

= 42.000 MPa (지진시)

허용 휨인장응력 fta = 0.000 MPa (평상시)

= -5.000 MPa (지진시)

f = fce ± M/Ze + V/Ae

= 4.104 ± M / 9906000.0 + V / 108500.0

구 분		V(kN)	M(kN.m)	fc	fca	ft	fta	비 고
COMBO 1	FIX	628.952	8.127	10.721	28.00	9.080	0.00	O.K
	HINGE	624.076	7.238	10.587	28.00	9.125	0.00	O.K
COMBO 2	FIX	611.348	13.578	11.109	28.00	8.368	0.00	O.K
	HINGE	603.201	12.224	10.898	28.00	8.429	0.00	O.K
COMBO 3	FIX	611.348	13.578	11.109	28.00	8.368	0.00	O.K
	HINGE	603.201	12.224	10.898	28.00	8.429	0.00	O.K
COMBO 4	FIX	965.914	31.861	16.223	42.00	9.790	-5.00	O.K
	HINGE	946.798	34.351	16.298	42.00	9.363	-5.00	O.K

다) 말뚝의 전단응력 검토

τsa = 0.850 MPa (평상시)

= 1.250 MPa (지진시)

$\tau = \alpha \times Ho / Ap$

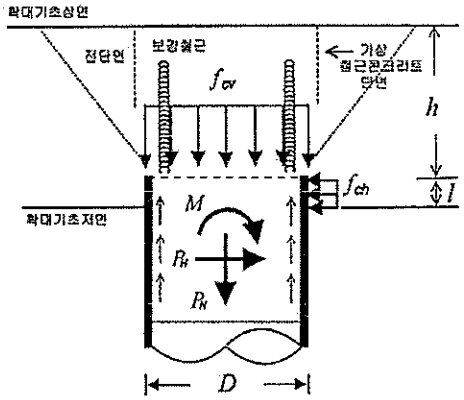
$\alpha = 4 \times (D^2 + D \times d + d^2) / (3 \times (D^2 + d^2))$

$= 4 \times (500.0^2 + 500.0 \times 340.0 + 340.0^2) / (3 \times (500.0^2 + 340.0^2))$

= 1.953 : 전단형상계수

구 분		H(kN)	τ	τsa	비 고
COMBO 1	FIX	8.249	0.149	0.850	O.K
	HINGE	8.249	0.149	0.850	O.K
COMBO 2	FIX	13.932	0.251	0.850	O.K
	HINGE	13.932	0.251	0.850	O.K
COMBO 3	FIX	13.932	0.251	0.850	O.K
	HINGE	13.932	0.251	0.850	O.K
COMBO 4	FIX	47.399	0.853	1.250	O.K
	HINGE	47.399	0.853	1.250	O.K

6) 말뚝과 확대기초의 결합부 검토



① 압입력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수직지압응력

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

fck : 콘크리트의 설계기준강도(MPa)
PNmax : 상시와 지진시, 말뚝 머리에 작용하는 가장 큰 수직력(N)
D : 말뚝의 외경(mm)
fca : 상시,콘크리트의 허용지압응력 = 0.25fck (MPa), (해설표 참고)
fca' : 지진시, 콘크리트의 허용지압응력 = 1.33 × (0.25fck) (MPa)

-해설 표. 확대기초의 허용지압응력, fca(MPa)

설계기준강도 (fck,MPa)		21	24	27	30
허용지압응력 (fca,MPa)	상시 (fca)	5.25	6.00	6.75	7.50
	지진시 (fca')	6.98	7.98	8.98	9.98

* 수직지압응력(fcv) 검토 (상시)
fcv = 628952.2 / (π/4 x 500 ²)
= 3.203 MPa ≤ fca = 6.750 MPa ∴ O.K
* 수직지압응력(fcv) 검토 (지진시)
fcv = 965914.2 / (π/4 x 500 ²)
= 4.919 MPa ≤ fca' = 8.978 MPa ∴ O.K

b. 확대기초 콘크리트의 압발전단응력

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

τa3 : 상시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) ,(해설표 참조)
τa3' : 지진시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) ,(해설표 참조)
h : 확대기초의 유효두께 (mm)

-해설 표. 확대기초의 허용수직압발전단응력, τa3(MPa)

콘크리트의 설계기준강도 fck		21	24	27	30
허용압발 전단응력	상시 (τa3)	0.85	0.90	0.95	1.00
	지진시 (τa3')	1.131	1.197	1.264	1.330

* 압발전단응력(τv) 검토 (상시)
τv = 628952.2 / {π x (500 + 2200) x 2200 }
= 0.034 MPa ≤ τa3 = 0.950 MPa ∴ O.K
* 압발전단응력(τv) 검토 (지진시)
τv = 965914.2 / {π x (500 + 2200) x 2200 }
= 0.052 MPa ≤ τa3' = 1.264 MPa ∴ O.K

② 인발력에 대한 검토
원칙적으로 인발력에 대한 검토는 하지 않아도 된다. [도로교 설계기준 해설(하부구조편) P292]

③ 수평력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수평지압응력

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

PHmax : 상시와 지진시, 말뚝머리에 작용하는 최대 말뚝축직각방향력 (N)
l : 말뚝의 매입길이 = 100 mm

* 수평지압응력(fch) 검토 (상시)
fch = 13932.075 / (500 x 100)
= 0.279 MPa ≤ fca = 6.750 MPa ∴ O.K
* 수평지압응력(fch) 검토 (지진시)
fch = 47398.857 / (500 x 100)
= 0.948 MPa ≤ fca' = 8.978 MPa ∴ O.K

b. 확대기초 단부 말뚝에 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)

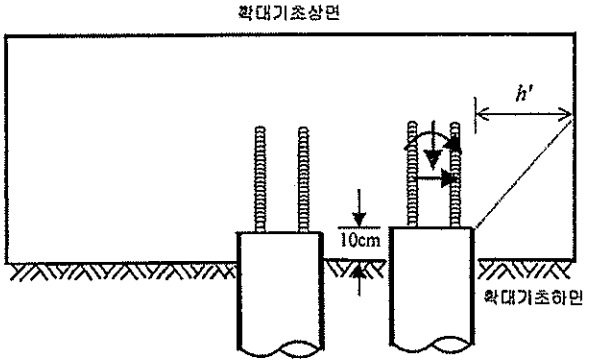
τh = 13932.075 / {400 x (200 + 500 + 800)}

= 0.023 MPa ≤ τa3 = 0.950 MPa ∴ O.K

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (지진시)

τh = 47398.857 / {400 x (200 + 500 + 800)}

= 0.079 MPa ≤ τa3' = 1.264 MPa ∴ O.K



④ 철근정착

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

fsa1 : 이형철근의 허용인장응력 (MPa) ,(해설표 참조)
Ast : 이형철근의 공칭단면적 (㎟) ,(해설표 참조)
U : 이형철근의 공칭둘레길이 (mm)
τoa : 콘크리트의 허용부착응력 (MPa) ,(해설표 참조)
d1 : 이형철근의 공칭지름 (mm)

- 해설 표. 이형철근의 허용응력, fsa1 (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, Ast(㎟)	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, τoa (MPa)

콘크리트의 설계기준강도 (fck)	21.0	24.0	27.0	30.0
이형철근과 콘크리트의 허용부착응력 (τoa)	1.4	1.6	1.7	1.8

* 철근의 정착길이

일반적으로, Lo ≥ Lomin = 35d1 로 하는 것이 좋다. Lomin = 35 x 19.1 = 668.5 mm

Lo = 150.000 x 286.500 / (1.700 x 60.000) = 421.324 (≤ 668.500)
= 668.5 (mm)

이때, 정착길이는 다음을 만족하여야 한다.

L ≥ Lo + D/2 = 668.5 + 500/2 = 918.5 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 (㎟)
A2 : 지지면적 (㎟)

* 연직지압강도
ϕVn = 0.700 x (0.85 x 27.0 x 196349.5)
= 3154355.374 N ≥ PNmax = 784944.643 N ∴ O.K

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)
bp : π × (말뚝직경 + d)

* PUNCHING 전단강도
ϕVn = 0.800 x (⅓ x √27.0 x 8325.2 x 2150)
= 24801892.507 N ≥ PNmax = 784944.643 N ∴ O.K

14. PILE 교축방향 검토

1) 설계조건

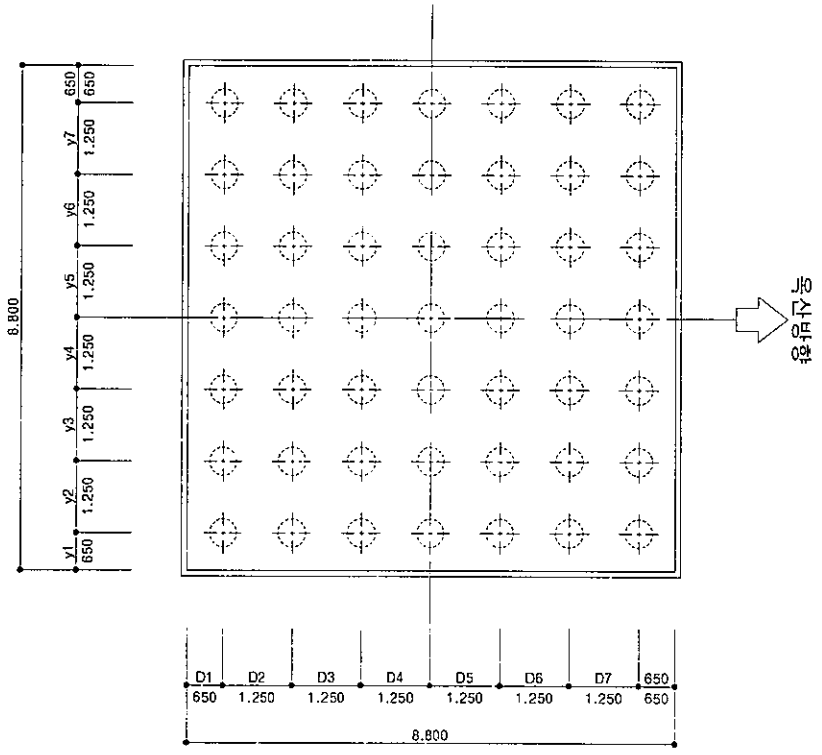
① 말뚝의 제원

말뚝 종류	직경(mm)	두께(mm)	종별	길이(m)
내부굴착PC.PHC말뚝	500	80	A	8.100

※ 말뚝길이는 기초평면에 묻힌 100mm는 제외한 길이로 계산한다.

콘크리트 설계기준강도 fck = 80.0 MPa
콘크리트 탄성계수 Ep = 40000.0 MPa
유효프리스트레스 fce = 4.1 MPa
콘크리트 환산단면적 Ae = 0.109 m^2
환산 단면2차모멘트 Ie = 0.0025 m^4
환산 단면계수 Ze = 0.0099 m^3
말뚝 머리의 평균 N치 N = 10
말뚝 선단의 평균 N치 N = 50
말뚝 선단의 근입깊이 Df = 1.0 m
원지반으로부터 돌출된 길이 h = 0.0 m

② 말뚝의 배치



2) 말뚝도심에서의 작용하중

구 분		Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	비 고
사용하중	COMBO 1	26444.427	359.958	9220.504	SVB09
	COMBO 2	26444.427	359.958	9220.504	SVB09
	COMBO 3	25352.976	359.958	9114.601	SVB11
	COMBO 4	22358.512	1824.000	31116.199	SVB22
계수하중	COMBO 1	37850.782	0.000	4485.496	ULB01
	COMBO 2	34377.755	467.945	11986.655	ULB09
	COMBO 3	26169.890	467.945	11037.782	UEB11
	COMBO 4	22358.512	1824.000	31116.199	ULB22

3) 말뚝의 특성치 계산

① 말뚝의 축방향 스프링정수

Ap = Ae = 0.1085 ㎡ ; 말뚝의 환산단면적

a = 0.010 x (L/D) + 0.36 = 0.522

Kv = a x Ap x Ep / L = 279688.889 kN/m ; 말뚝의 축방향 스프링정수

② 말뚝의 축직각방향 스프링정수

: 1/β 가정된 값이 계산된 값과 일치할 때까지 반복 계산

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

α = 1 (평상시), 2 (지진시)

Eo = 1200 x N = 1200 x 10 = 12000 kN/㎡

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

가) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 평상시

가정된 1/β (m)	계산치 1/β (m)	Kh(kN/㎥)
0.500	2.322	27269.26
2.322	2.681	15331.97
2.681	2.718	14526.25
2.718	2.721	14452.92
2.721	2.722	14446.06
2.722	2.722	14445.42
2.722	2.722	14445.36

Kh = 14445.35 kN/㎥

β = 0.367 m-1

βL = 0.367 x 8.1000 = 2.976 < 3 ∴ 유한장 말뚝으로 설계한다.

나) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 지진시

가정된 1/β (m)	계산치 1/β (m)	Kh(kN/㎥)
0.500	1.952	54538.53
1.952	2.218	32722.73
2.218	2.245	31192.54
2.245	2.248	31052.80
2.248	2.248	31039.74
2.248	2.248	31038.51
2.248	2.248	31038.40

Kh = 31038.39 kN/㎥

β = 0.445 m-1

βL = 0.445 x 8.1000 = 3.603 ≥ 3 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

4) 말뚝의 변위 및 부재력

① 말뚝머리 고정일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	19657.232	34885.956	$4EI\beta^3$	kN/m
K2	26749.559	39210.478	$2EI\beta^2$	kN/rad
K3	26749.559	39210.478	$2EI\beta^2$	kN/rad
K4	72801.594	88142.151	$2EI\beta$	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	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	963204.4	1709411.9
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{(K_v - K_1)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	-1310728.4	-1921313.4
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	13704755.6	13704755.6
Aya,Aay	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i + K_2\sin\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	89222000.3	89973687.6
일반식	$\begin{bmatrix}\delta_x\\ \delta_y\\ \alpha\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}A_{xx} & A_{xy} & A_{xa}\\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya}\\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa}\end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix}H_o\\ V_o\\ M_o\end{bmatrix}$		

구 분	사용하중			구 분	계수하중		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)		δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	0.0005248	0.0019296	0.0001111	COMBO 1	0.0000698	0.0027619	0.0000513
COMBO 2	0.0005248	0.0019296	0.0001111	COMBO 2	0.0006823	0.0025085	0.0001444
COMBO 3	0.0005232	0.0018499	0.0001098	COMBO 3	0.0006675	0.0019095	0.0001335
COMBO 4	0.0014915	0.0016314	0.0003777	COMBO 4	0.0014915	0.0016314	0.0003777

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 1.492 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ O.K

다) 말뚝의 작용력과 말뚝머리에서의 반력

▣ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

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

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

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0005248	0.0023460	0.0001111	656.159	7.346	-5.954
	2	0.0005248	0.0022072	0.0001111	617.333	7.346	-5.954
	3	0.0005248	0.0020684	0.0001111	578.508	7.346	-5.954
	4	0.0005248	0.0019296	0.0001111	539.682	7.346	-5.954
	5	0.0005248	0.0017908	0.0001111	500.857	7.346	-5.954
	6	0.0005248	0.0016519	0.0001111	462.031	7.346	-5.954
	7	0.0005248	0.0015131	0.0001111	423.206	7.346	-5.954
COMBO 2	1	0.0005248	0.0023460	0.0001111	656.159	7.346	-5.954
	2	0.0005248	0.0022072	0.0001111	617.333	7.346	-5.954
	3	0.0005248	0.0020684	0.0001111	578.508	7.346	-5.954
	4	0.0005248	0.0019296	0.0001111	539.682	7.346	-5.954
	5	0.0005248	0.0017908	0.0001111	500.857	7.346	-5.954
	6	0.0005248	0.0016519	0.0001111	462.031	7.346	-5.954
	7	0.0005248	0.0015131	0.0001111	423.206	7.346	-5.954
COMBO 3	1	0.0005232	0.0022618	0.0001098	632.614	7.346	-5.998
	2	0.0005232	0.0021245	0.0001098	594.212	7.346	-5.998
	3	0.0005232	0.0019872	0.0001098	555.810	7.346	-5.998
	4	0.0005232	0.0018499	0.0001098	517.408	7.346	-5.998
	5	0.0005232	0.0017126	0.0001098	479.006	7.346	-5.998
	6	0.0005232	0.0015753	0.0001098	440.603	7.346	-5.998
	7	0.0005232	0.0014380	0.0001098	402.201	7.346	-5.998
COMBO 4	1	0.0014915	0.0030478	0.0003777	852.427	37.224	-25.194
	2	0.0014915	0.0025757	0.0003777	720.383	37.224	-25.194
	3	0.0014915	0.0021036	0.0003777	588.340	37.224	-25.194
	4	0.0014915	0.0016314	0.0003777	456.296	37.224	-25.194
	5	0.0014915	0.0011593	0.0003777	324.253	37.224	-25.194
	6	0.0014915	0.0006872	0.0003777	192.209	37.224	-25.194
	7	0.0014915	0.0002151	0.0003777	60.165	37.224	-25.194

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0000698	0.0029542	0.0000513	826.269	0.000	1.867
	2	0.0000698	0.0028901	0.0000513	808.334	0.000	1.867
	3	0.0000698	0.0028260	0.0000513	790.400	0.000	1.867
	4	0.0000698	0.0027619	0.0000513	772.465	0.000	1.867
	5	0.0000698	0.0026977	0.0000513	754.530	0.000	1.867
	6	0.0000698	0.0026336	0.0000513	736.596	0.000	1.867
	7	0.0000698	0.0025695	0.0000513	718.661	0.000	1.867
COMBO 2	1	0.0006823	0.0030498	0.0001444	853.006	9.550	-7.740
	2	0.0006823	0.0028694	0.0001444	802.533	9.550	-7.740
	3	0.0006823	0.0026889	0.0001444	752.060	9.550	-7.740
	4	0.0006823	0.0025085	0.0001444	701.587	9.550	-7.740
	5	0.0006823	0.0023280	0.0001444	651.114	9.550	-7.740
	6	0.0006823	0.0021475	0.0001444	600.640	9.550	-7.740
	7	0.0006823	0.0019671	0.0001444	550.167	9.550	-7.740
COMBO 3	1	0.0006675	0.0024102	0.0001335	674.117	9.550	-8.135
	2	0.0006675	0.0022433	0.0001335	627.438	9.550	-8.135
	3	0.0006675	0.0020764	0.0001335	580.759	9.550	-8.135
	4	0.0006675	0.0019095	0.0001335	534.079	9.550	-8.135
	5	0.0006675	0.0017427	0.0001335	487.400	9.550	-8.135
	6	0.0006675	0.0015758	0.0001335	440.721	9.550	-8.135
	7	0.0006675	0.0014089	0.0001335	394.042	9.550	-8.135
COMBO 4	1	0.0014915	0.0030478	0.0003777	852.427	37.224	-25.194
	2	0.0014915	0.0025757	0.0003777	720.383	37.224	-25.194
	3	0.0014915	0.0021036	0.0003777	588.340	37.224	-25.194
	4	0.0014915	0.0016314	0.0003777	456.296	37.224	-25.194
	5	0.0014915	0.0011593	0.0003777	324.253	37.224	-25.194
	6	0.0014915	0.0006872	0.0003777	192.209	37.224	-25.194
	7	0.0014915	0.0002151	0.0003777	60.165	37.224	-25.194

▣ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

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

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

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

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.750	0	656.159	7.346	-5.954	7
	2	2.500	0	617.333	7.346	-5.954	7
	3	1.250	0	578.508	7.346	-5.954	7
	4	0.000	0	539.682	7.346	-5.954	7
	5	-1.250	0	500.857	7.346	-5.954	7
	6	-2.500	0	462.031	7.346	-5.954	7
	7	-3.750	0	423.206	7.346	-5.954	7
	계			26444.427	359.958	9220.504	49
COMBO 2	1	3.750	0	656.159	7.346	-5.954	7
	2	2.500	0	617.333	7.346	-5.954	7
	3	1.250	0	578.508	7.346	-5.954	7
	4	0.000	0	539.682	7.346	-5.954	7
	5	-1.250	0	500.857	7.346	-5.954	7
	6	-2.500	0	462.031	7.346	-5.954	7
	7	-3.750	0	423.206	7.346	-5.954	7
	계			26444.427	359.958	9220.504	49
COMBO 3	1	3.750	0	632.614	7.346	-5.998	7
	2	2.500	0	594.212	7.346	-5.998	7
	3	1.250	0	555.810	7.346	-5.998	7
	4	0.000	0	517.408	7.346	-5.998	7
	5	-1.250	0	479.006	7.346	-5.998	7
	6	-2.500	0	440.603	7.346	-5.998	7
	7	-3.750	0	402.201	7.346	-5.998	7
	계			25352.976	359.958	9114.601	49
COMBO 4	1	3.750	0	852.427	37.224	-25.194	7
	2	2.500	0	720.383	37.224	-25.194	7
	3	1.250	0	588.340	37.224	-25.194	7
	4	0.000	0	456.296	37.224	-25.194	7
	5	-1.250	0	324.253	37.224	-25.194	7
	6	-2.500	0	192.209	37.224	-25.194	7
	7	-3.750	0	60.165	37.224	-25.194	7
	계			22358.512	1824.000	31116.199	49

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.750	0	826.269	0.000	1.867	7
	2	2.500	0	808.334	0.000	1.867	7
	3	1.250	0	790.400	0.000	1.867	7
	4	0.000	0	772.465	0.000	1.867	7
	5	-1.250	0	754.530	0.000	1.867	7
	6	-2.500	0	736.596	0.000	1.867	7
	7	-3.750	0	718.661	0.000	1.867	7
	계			37850.782	0.000	4485.496	49
COMBO 2	1	3.750	0	853.006	9.550	-7.740	7
	2	2.500	0	802.533	9.550	-7.740	7
	3	1.250	0	752.060	9.550	-7.740	7
	4	0.000	0	701.587	9.550	-7.740	7
	5	-1.250	0	651.114	9.550	-7.740	7
	6	-2.500	0	600.640	9.550	-7.740	7
	7	-3.750	0	550.167	9.550	-7.740	7
	계			34377.755	467.945	11986.655	49
COMBO 3	1	3.750	0	674.117	9.550	-8.135	7
	2	2.500	0	627.438	9.550	-8.135	7
	3	1.250	0	580.759	9.550	-8.135	7
	4	0.000	0	534.079	9.550	-8.135	7
	5	-1.250	0	487.400	9.550	-8.135	7
	6	-2.500	0	440.721	9.550	-8.135	7
	7	-3.750	0	394.042	9.550	-8.135	7
	계			26169.890	467.945	11037.782	49
COMBO 4	1	3.750	0	852.427	37.224	-25.194	7
	2	2.500	0	720.383	37.224	-25.194	7
	3	1.250	0	588.340	37.224	-25.194	7
	4	0.000	0	456.296	37.224	-25.194	7
	5	-1.250	0	324.253	37.224	-25.194	7
	6	-2.500	0	192.209	37.224	-25.194	7
	7	-3.750	0	60.165	37.224	-25.194	7
	계			22358.512	1824.000	31116.199	49

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : SVB09

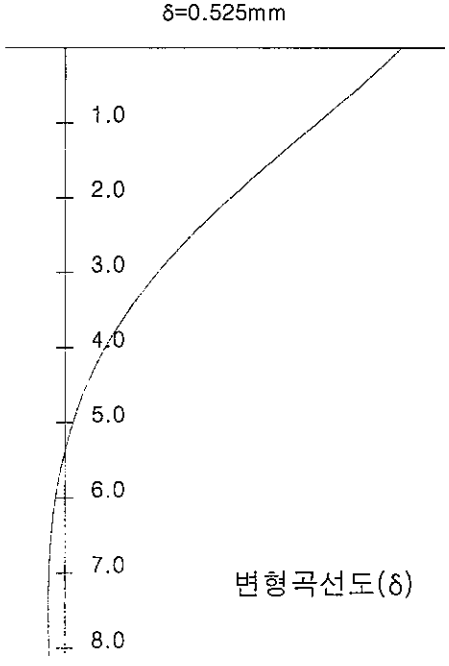
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

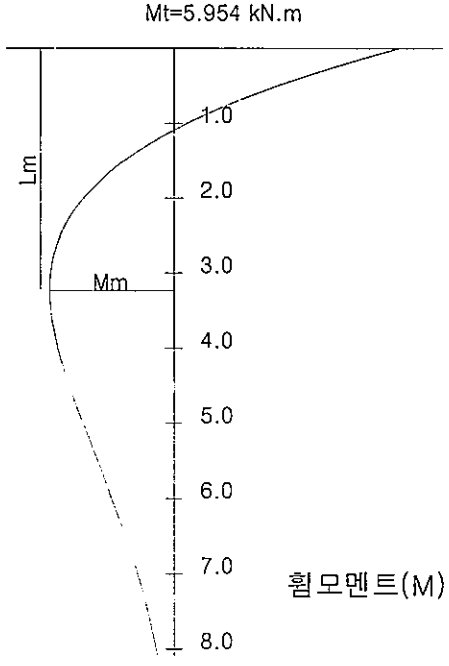
- 최대모멘트 및 깊이 : -3.292 kN.m, 3.229 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.525 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.525 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	5.954	-7.346	0.525	
0.540	2.518	-5.426	0.458	
1.080	0.044	-3.784	0.383	
1.620	-1.622	-2.436	0.308	
2.160	-2.638	-1.372	0.238	
2.700	-3.150	-0.568	0.176	
3.240	-3.292	0.010	0.122	
3.780	-3.174	0.397	0.078	
4.320	-2.890	0.632	0.044	
4.860	-2.513	0.749	0.018	
5.400	-2.097	0.780	-0.001	
5.940	-1.681	0.750	-0.013	
6.480	-1.294	0.681	-0.021	
7.020	-0.949	0.591	-0.025	
7.560	-0.657	0.493	-0.026	
8.100	-0.417	0.394	-0.025	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉡ COMBO 2 : SVB09

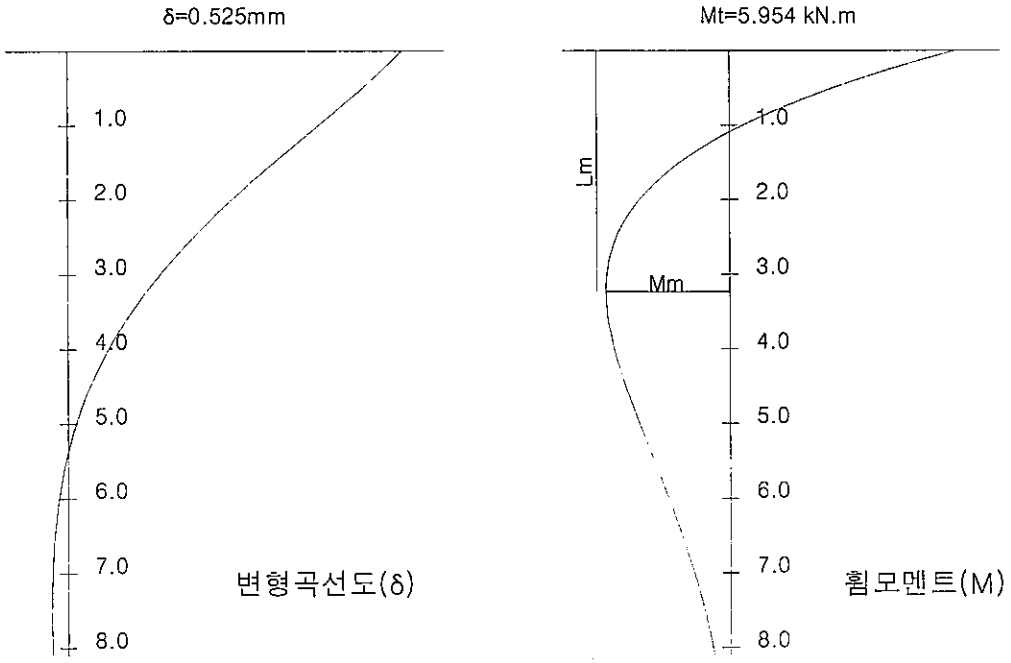
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -3.292 kN.m, 3.229 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.525 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.525 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	5.954	-7.346	0.525	
0.540	2.518	-5.426	0.458	
1.080	0.044	-3.784	0.383	
1.620	-1.622	-2.436	0.308	
2.160	-2.638	-1.372	0.238	
2.700	-3.150	-0.568	0.176	
3.240	-3.292	0.010	0.122	
3.780	-3.174	0.397	0.078	
4.320	-2.890	0.632	0.044	
4.860	-2.513	0.749	0.018	
5.400	-2.097	0.780	-0.001	
5.940	-1.681	0.750	-0.013	
6.480	-1.294	0.681	-0.021	
7.020	-0.949	0.591	-0.025	
7.560	-0.657	0.493	-0.026	
8.100	-0.417	0.394	-0.025	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉡ COMBO 3 : SVB11

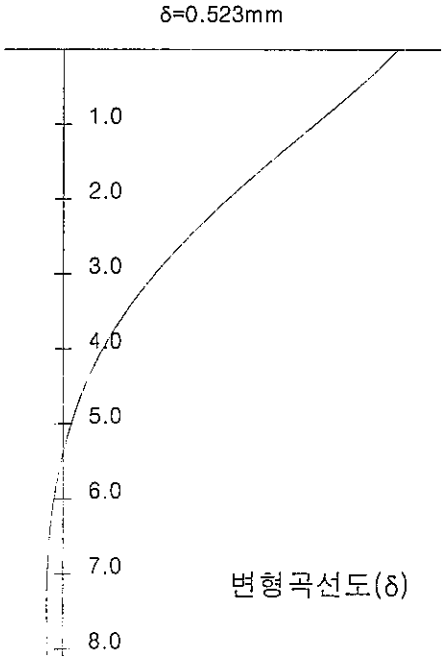
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

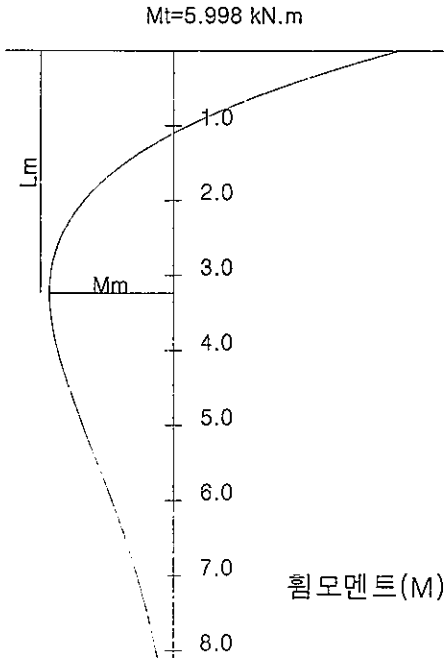
- 최대모멘트 및 깊이 : -3.274 kN.m, 3.240 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.523 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.523 mm

㉢ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	5.998	-7.346	0.523	
0.540	2.560	-5.431	0.457	
1.080	0.083	-3.792	0.383	
1.620	-1.588	-2.446	0.308	
2.160	-2.610	-1.382	0.238	
2.700	-3.128	-0.578	0.176	
3.240	-3.274	0.000	0.122	
3.780	-3.162	0.389	0.079	
4.320	-2.881	0.626	0.044	
4.860	-2.507	0.744	0.018	
5.400	-2.094	0.776	-0.001	
5.940	-1.680	0.747	-0.013	
6.480	-1.294	0.679	-0.021	
7.020	-0.950	0.590	-0.024	
7.560	-0.658	0.492	-0.025	
8.100	-0.419	0.394	-0.024	

㉣ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉣ COMBO 4 : SVB22

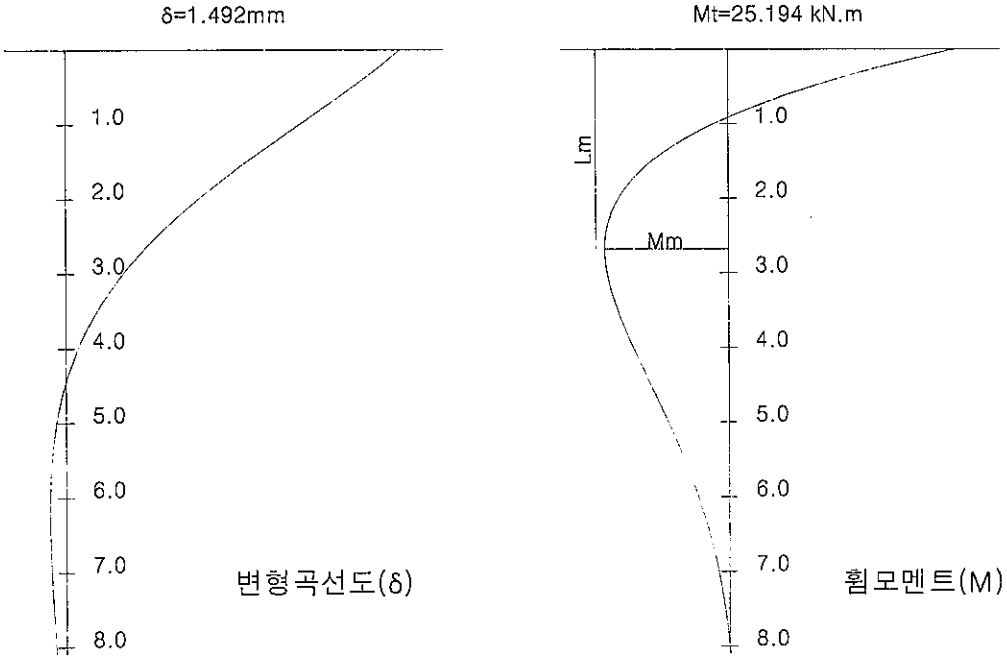
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -13.669 kN.m, 2.680 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.492 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.492 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	25.194	-37.224	1.492	
0.540	8.302	-25.664	1.260	
1.080	-2.900	-16.184	1.002	
1.620	-9.565	-8.851	0.751	
2.160	-12.819	-3.513	0.528	
2.700	-13.668	0.108	0.342	
3.240	-12.953	2.338	0.196	
3.780	-11.334	3.505	0.088	
4.320	-9.305	3.908	0.013	
4.860	-7.205	3.803	-0.034	
5.400	-5.252	3.393	-0.061	
5.940	-3.568	2.831	-0.071	
6.480	-2.202	2.227	-0.072	
7.020	-1.157	1.651	-0.065	
7.560	-0.406	1.145	-0.055	
8.100	0.095	0.728	-0.044	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 2 : ULB09

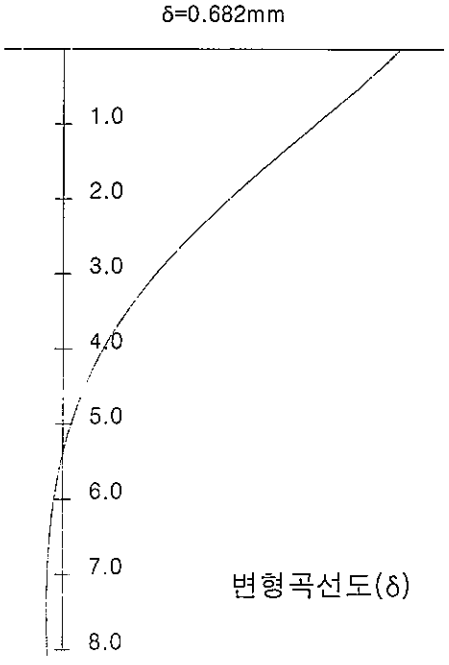
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

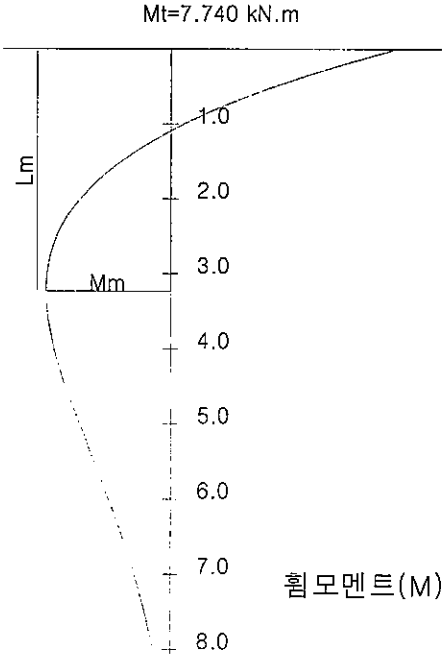
- 최대모멘트 및 깊이 : -4.279 kN.m, 3.229 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.682 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.682 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	7.740	-9.550	0.682	
0.540	3.273	-7.053	0.595	
1.080	0.057	-4.919	0.498	
1.620	-2.109	-3.166	0.401	
2.160	-3.429	-1.783	0.310	
2.700	-4.096	-0.738	0.228	
3.240	-4.279	0.012	0.159	
3.780	-4.127	0.516	0.102	
4.320	-3.757	0.822	0.057	
4.860	-3.267	0.974	0.023	
5.400	-2.726	1.014	-0.001	
5.940	-2.186	0.975	-0.017	
6.480	-1.682	0.886	-0.027	
7.020	-1.234	0.769	-0.032	
7.560	-0.854	0.640	-0.033	
8.100	-0.542	0.513	-0.032	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉯ COMBO 3 : UEB11

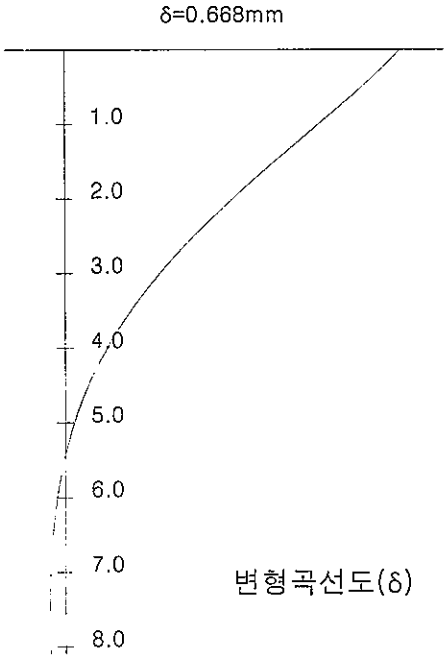
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

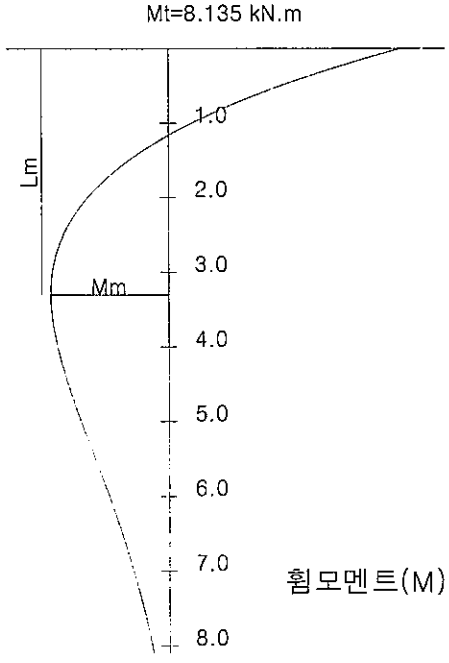
- 최대모멘트 및 깊이 : -4.125 kN.m, 3.301 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.668 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.668 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	8.135	-9.550	0.668	
0.540	3.654	-7.100	0.586	
1.080	0.405	-4.995	0.493	
1.620	-1.806	-3.256	0.399	
2.160	-3.177	-1.877	0.310	
2.700	-3.893	-0.828	0.230	
3.240	-4.123	-0.070	0.161	
3.780	-4.012	0.445	0.105	
4.320	-3.678	0.762	0.060	
4.860	-3.216	0.927	0.026	
5.400	-2.698	0.977	0.001	
5.940	-2.175	0.948	-0.015	
6.480	-1.683	0.867	-0.025	
7.020	-1.244	0.757	-0.031	
7.560	-0.868	0.634	-0.032	
8.100	-0.559	0.510	-0.031	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉯ COMBO 4 : ULB22

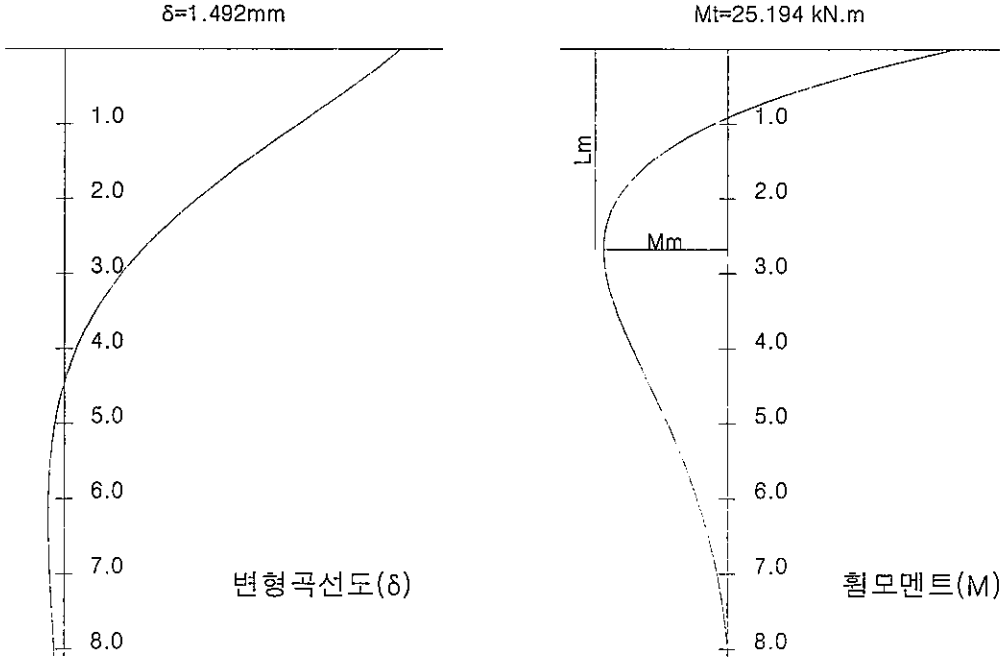
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -13.669 kN.m, 2.680 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.492 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.492 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	25.194	-37.224	1.492	
0.540	8.302	-25.664	1.260	
1.080	-2.900	-16.184	1.002	
1.620	-9.565	-8.851	0.751	
2.160	-12.819	-3.513	0.528	
2.700	-13.668	0.108	0.342	
3.240	-12.953	2.338	0.196	
3.780	-11.334	3.505	0.088	
4.320	-9.305	3.908	0.013	
4.860	-7.205	3.803	-0.034	
5.400	-5.252	3.393	-0.061	
5.940	-3.568	2.831	-0.071	
6.480	-2.202	2.227	-0.072	
7.020	-1.157	1.651	-0.065	
7.560	-0.406	1.145	-0.055	
8.100	0.095	0.728	-0.044	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



② 말뚝머리 힌지일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	9828.616	17442.978	2EI β³	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 : φ1 = 1.000, φ2 = 1.000, φ3 = 1.000, φ4 = 1.000

나) 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	481602.2	854705.9
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{(K_v - K_1)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	13704755.6	13704755.6
Aya,Aay	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i + K_2\sin\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	85654722.2	85654722.2
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		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)		δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	0.0007474	0.0019296	0.0001076	COMBO 1	0.0000000	0.0027619	0.0000524
COMBO 2	0.0007474	0.0019296	0.0001076	COMBO 2	0.0009716	0.0025085	0.0001399
COMBO 3	0.0007474	0.0018499	0.0001064	COMBO 3	0.0009716	0.0019095	0.0001289
COMBO 4	0.0021341	0.0016314	0.0003633	COMBO 4	0.0021341	0.0016314	0.0003633

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 2.134 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ O.K

다) 말뚝의 작용력과 말뚝머리에서의 반력

▣ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

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

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

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0007474	0.0023333	0.0001076	652.586	7.346	0.000
	2	0.0007474	0.0021987	0.0001076	614.952	7.346	0.000
	3	0.0007474	0.0020641	0.0001076	577.317	7.346	0.000
	4	0.0007474	0.0019296	0.0001076	539.682	7.346	0.000
	5	0.0007474	0.0017950	0.0001076	502.047	7.346	0.000
	6	0.0007474	0.0016605	0.0001076	464.413	7.346	0.000
	7	0.0007474	0.0015259	0.0001076	426.778	7.346	0.000
COMBO 2	1	0.0007474	0.0023333	0.0001076	652.586	7.346	0.000
	2	0.0007474	0.0021987	0.0001076	614.952	7.346	0.000
	3	0.0007474	0.0020641	0.0001076	577.317	7.346	0.000
	4	0.0007474	0.0019296	0.0001076	539.682	7.346	0.000
	5	0.0007474	0.0017950	0.0001076	502.047	7.346	0.000
	6	0.0007474	0.0016605	0.0001076	464.413	7.346	0.000
	7	0.0007474	0.0015259	0.0001076	426.778	7.346	0.000
COMBO 3	1	0.0007474	0.0022490	0.0001064	629.015	7.346	0.000
	2	0.0007474	0.0021160	0.0001064	591.813	7.346	0.000
	3	0.0007474	0.0019830	0.0001064	554.610	7.346	0.000
	4	0.0007474	0.0018499	0.0001064	517.408	7.346	0.000
	5	0.0007474	0.0017169	0.0001064	480.205	7.346	0.000
	6	0.0007474	0.0015839	0.0001064	443.003	7.346	0.000
	7	0.0007474	0.0014509	0.0001064	405.800	7.346	0.000
COMBO 4	1	0.0021341	0.0029937	0.0003633	837.311	37.224	0.000
	2	0.0021341	0.0025396	0.0003633	710.306	37.224	0.000
	3	0.0021341	0.0020855	0.0003633	583.301	37.224	0.000
	4	0.0021341	0.0016314	0.0003633	456.296	37.224	0.000
	5	0.0021341	0.0011773	0.0003633	329.291	37.224	0.000
	6	0.0021341	0.0007233	0.0003633	202.286	37.224	0.000
	7	0.0021341	0.0002692	0.0003633	75.281	37.224	0.000

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0000000	0.0029582	0.0000524	827.389	0.000	0.000
	2	0.0000000	0.0028928	0.0000524	809.081	0.000	0.000
	3	0.0000000	0.0028273	0.0000524	790.773	0.000	0.000
	4	0.0000000	0.0027619	0.0000524	772.465	0.000	0.000
	5	0.0000000	0.0026964	0.0000524	754.157	0.000	0.000
	6	0.0000000	0.0026310	0.0000524	735.849	0.000	0.000
	7	0.0000000	0.0025655	0.0000524	717.540	0.000	0.000
COMBO 2	1	0.0009716	0.0030332	0.0001399	848.362	9.550	0.000
	2	0.0009716	0.0028583	0.0001399	799.437	9.550	0.000
	3	0.0009716	0.0026834	0.0001399	750.512	9.550	0.000
	4	0.0009716	0.0025085	0.0001399	701.587	9.550	0.000
	5	0.0009716	0.0023335	0.0001399	652.662	9.550	0.000
	6	0.0009716	0.0021586	0.0001399	603.737	9.550	0.000
	7	0.0009716	0.0019837	0.0001399	554.811	9.550	0.000
COMBO 3	1	0.0009716	0.0023928	0.0001289	669.236	9.550	0.000
	2	0.0009716	0.0022317	0.0001289	624.184	9.550	0.000
	3	0.0009716	0.0020706	0.0001289	579.132	9.550	0.000
	4	0.0009716	0.0019095	0.0001289	534.079	9.550	0.000
	5	0.0009716	0.0017485	0.0001289	489.027	9.550	0.000
	6	0.0009716	0.0015874	0.0001289	443.975	9.550	0.000
	7	0.0009716	0.0014263	0.0001289	398.923	9.550	0.000
COMBO 4	1	0.0021341	0.0029937	0.0003633	837.311	37.224	0.000
	2	0.0021341	0.0025396	0.0003633	710.306	37.224	0.000
	3	0.0021341	0.0020855	0.0003633	583.301	37.224	0.000
	4	0.0021341	0.0016314	0.0003633	456.296	37.224	0.000
	5	0.0021341	0.0011773	0.0003633	329.291	37.224	0.000
	6	0.0021341	0.0007233	0.0003633	202.286	37.224	0.000
	7	0.0021341	0.0002692	0.0003633	75.281	37.224	0.000

▣ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

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

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

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

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.750	0	652.586	7.346	0.000	7
	2	2.500	0	614.952	7.346	0.000	7
	3	1.250	0	577.317	7.346	0.000	7
	4	0.000	0	539.682	7.346	0.000	7
	5	-1.250	0	502.047	7.346	0.000	7
	6	-2.500	0	464.413	7.346	0.000	7
	7	-3.750	0	426.778	7.346	0.000	7
	계			26444.427	359.958	0.000	49
COMBO 2	1	3.750	0	652.586	7.346	0.000	7
	2	2.500	0	614.952	7.346	0.000	7
	3	1.250	0	577.317	7.346	0.000	7
	4	0.000	0	539.682	7.346	0.000	7
	5	-1.250	0	502.047	7.346	0.000	7
	6	-2.500	0	464.413	7.346	0.000	7
	7	-3.750	0	426.778	7.346	0.000	7
	계			26444.427	359.958	0.000	49
COMBO 3	1	3.750	0	629.015	7.346	0.000	7
	2	2.500	0	591.813	7.346	0.000	7
	3	1.250	0	554.610	7.346	0.000	7
	4	0.000	0	517.408	7.346	0.000	7
	5	-1.250	0	480.205	7.346	0.000	7
	6	-2.500	0	443.003	7.346	0.000	7
	7	-3.750	0	405.800	7.346	0.000	7
	계			25352.976	359.958	0.000	49
COMBO 4	1	3.750	0	837.311	37.224	0.000	7
	2	2.500	0	710.306	37.224	0.000	7
	3	1.250	0	583.301	37.224	0.000	7
	4	0.000	0	456.296	37.224	0.000	7
	5	-1.250	0	329.291	37.224	0.000	7
	6	-2.500	0	202.286	37.224	0.000	7
	7	-3.750	0	75.281	37.224	0.000	7
	계			22358.512	1824.000	0.000	49

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.750	0	827.389	0.000	0.000	7
	2	2.500	0	809.081	0.000	0.000	7
	3	1.250	0	790.773	0.000	0.000	7
	4	0.000	0	772.465	0.000	0.000	7
	5	-1.250	0	754.157	0.000	0.000	7
	6	-2.500	0	735.849	0.000	0.000	7
	7	-3.750	0	717.540	0.000	0.000	7
	계			37850.782	0.000	0.000	49
COMBO 2	1	3.750	0	848.362	9.550	0.000	7
	2	2.500	0	799.437	9.550	0.000	7
	3	1.250	0	750.512	9.550	0.000	7
	4	0.000	0	701.587	9.550	0.000	7
	5	-1.250	0	652.662	9.550	0.000	7
	6	-2.500	0	603.737	9.550	0.000	7
	7	-3.750	0	554.811	9.550	0.000	7
	계			34377.755	467.945	0.000	49
COMBO 3	1	3.750	0	669.236	9.550	0.000	7
	2	2.500	0	624.184	9.550	0.000	7
	3	1.250	0	579.132	9.550	0.000	7
	4	0.000	0	534.079	9.550	0.000	7
	5	-1.250	0	489.027	9.550	0.000	7
	6	-2.500	0	443.975	9.550	0.000	7
	7	-3.750	0	398.923	9.550	0.000	7
	계			26169.890	467.945	0.000	49
COMBO 4	1	3.750	0	837.311	37.224	0.000	7
	2	2.500	0	710.306	37.224	0.000	7
	3	1.250	0	583.301	37.224	0.000	7
	4	0.000	0	456.296	37.224	0.000	7
	5	-1.250	0	329.291	37.224	0.000	7
	6	-2.500	0	202.286	37.224	0.000	7
	7	-3.750	0	75.281	37.224	0.000	7
	계			22358.512	1824.000	0.000	49

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : SVB09

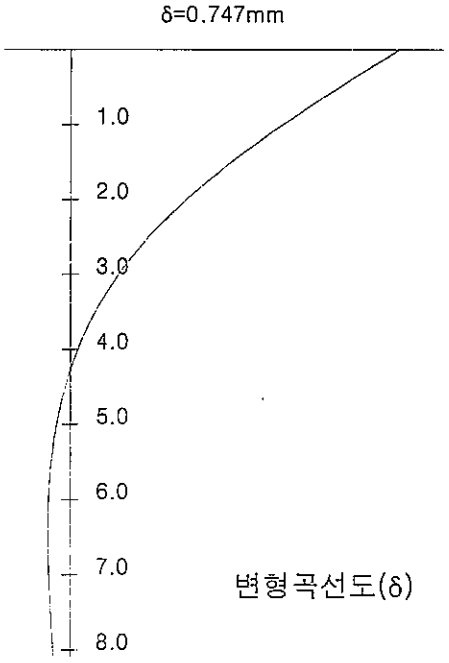
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

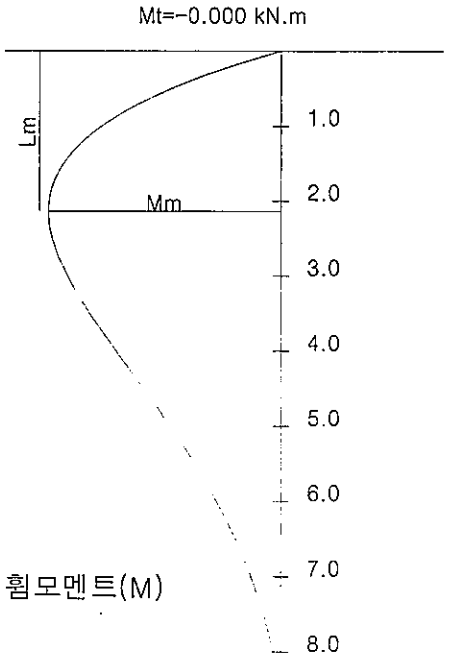
- 최대모멘트 및 깊이 : -6.446 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.747 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.747 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-7.346	0.747	
0.540	-3.232	-4.718	0.601	
1.080	-5.196	-2.647	0.464	
1.620	-6.182	-1.083	0.341	
2.160	-6.445	0.039	0.237	
2.700	-6.206	0.790	0.152	
3.240	-5.645	1.245	0.084	
3.780	-4.903	1.470	0.034	
4.320	-4.088	1.527	-0.003	
4.860	-3.275	1.466	-0.027	
5.400	-2.518	1.331	-0.041	
5.940	-1.845	1.154	-0.048	
6.480	-1.274	0.960	-0.050	
7.020	-0.808	0.768	-0.048	
7.560	-0.442	0.589	-0.043	
8.100	-0.168	0.431	-0.038	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉡ COMBO 2 : SVB09

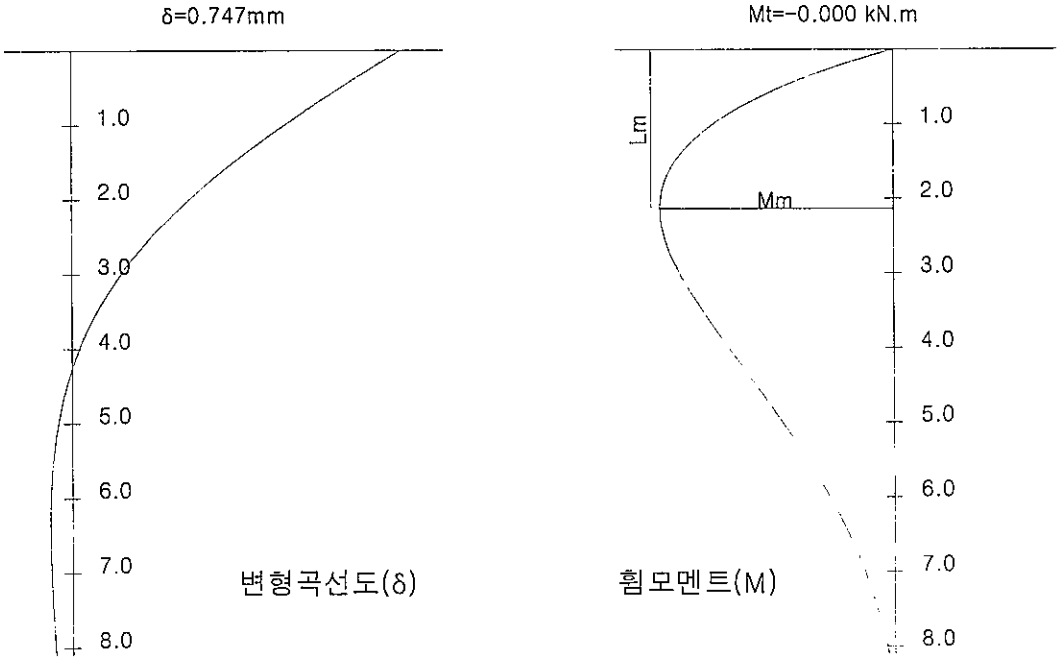
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -6.446 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.747 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.747 mm

㉢ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-7.346	0.747	
0.540	-3.232	-4.718	0.601	
1.080	-5.196	-2.647	0.464	
1.620	-6.182	-1.083	0.341	
2.160	-6.445	0.039	0.237	
2.700	-6.206	0.790	0.152	
3.240	-5.645	1.245	0.084	
3.780	-4.903	1.470	0.034	
4.320	-4.088	1.527	-0.003	
4.860	-3.275	1.466	-0.027	
5.400	-2.518	1.331	-0.041	
5.940	-1.845	1.154	-0.048	
6.480	-1.274	0.960	-0.050	
7.020	-0.808	0.768	-0.048	
7.560	-0.442	0.589	-0.043	
8.100	-0.168	0.431	-0.038	

㉣ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉡ COMBO 3 : SVB11

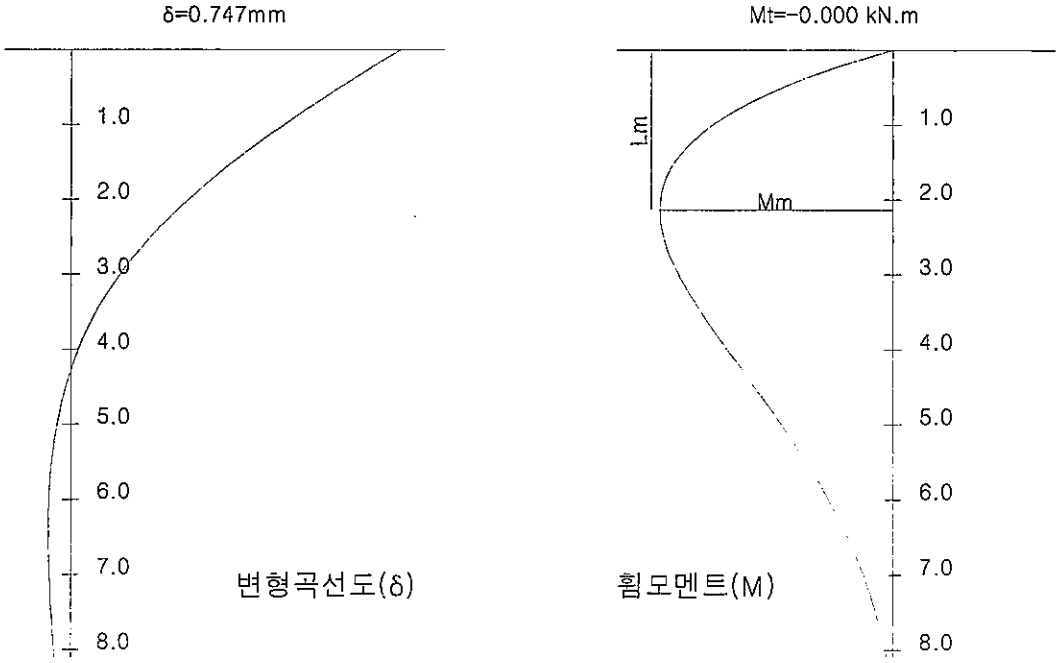
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -6.446 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.747 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.747 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-7.346	0.747	
0.540	-3.232	-4.718	0.601	
1.080	-5.196	-2.647	0.464	
1.620	-6.182	-1.083	0.341	
2.160	-6.445	0.039	0.237	
2.700	-6.206	0.790	0.152	
3.240	-5.645	1.245	0.084	
3.780	-4.903	1.470	0.034	
4.320	-4.088	1.527	-0.003	
4.860	-3.275	1.466	-0.027	
5.400	-2.518	1.331	-0.041	
5.940	-1.845	1.154	-0.048	
6.480	-1.274	0.960	-0.050	
7.020	-0.808	0.768	-0.048	
7.560	-0.442	0.589	-0.043	
8.100	-0.168	0.431	-0.038	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉲ COMBO 4 : SVB22

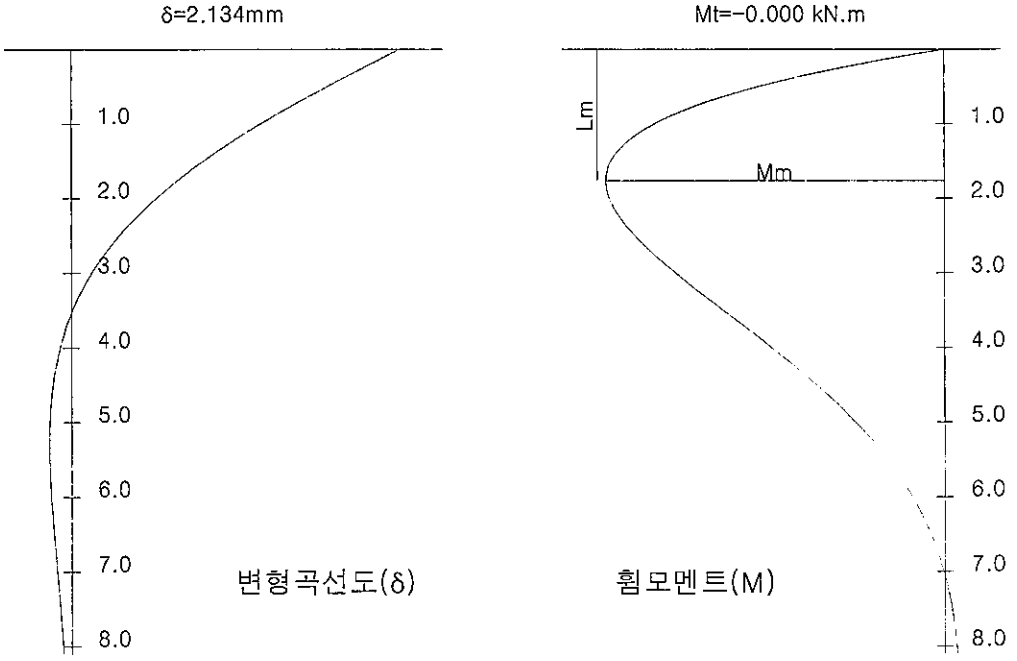
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -26.977 kN.m, 1.766 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.134 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.134 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-37.224	2.134	
0.540	-15.657	-21.470	1.630	
1.080	-23.920	-9.776	1.171	
1.620	-26.859	-1.656	0.780	
2.160	-26.240	3.516	0.468	
2.700	-23.475	6.396	0.232	
3.240	-19.634	7.597	0.065	
3.780	-15.476	7.650	-0.044	
4.320	-11.499	6.989	-0.107	
4.860	-7.996	5.945	-0.137	
5.400	-5.104	4.760	-0.143	
5.940	-2.851	3.595	-0.133	
6.480	-1.200	2.548	-0.115	
7.020	-0.069	1.669	-0.094	
7.560	0.637	0.974	-0.072	
8.100	1.015	0.456	-0.052	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 2 : ULB09

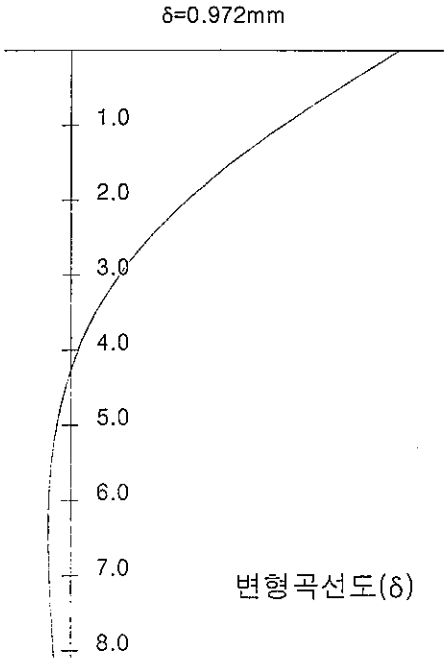
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

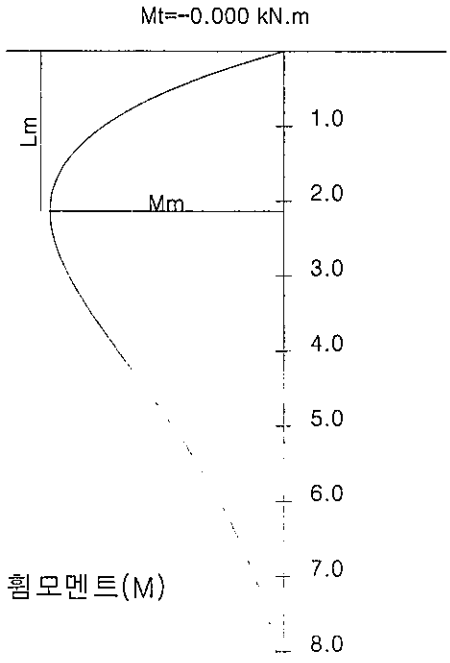
- 최대모멘트 및 깊이 : -8.379 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.972 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.972 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-9.550	0.972	
0.540	-4.201	-6.134	0.781	
1.080	-6.755	-3.441	0.603	
1.620	-8.036	-1.408	0.444	
2.160	-8.379	0.050	0.308	
2.700	-8.068	1.028	0.197	
3.240	-7.339	1.618	0.110	
3.780	-6.374	1.911	0.044	
4.320	-5.314	1.985	-0.003	
4.860	-4.258	1.906	-0.035	
5.400	-3.273	1.730	-0.054	
5.940	-2.399	1.500	-0.063	
6.480	-1.657	1.248	-0.065	
7.020	-1.051	0.999	-0.062	
7.560	-0.575	0.766	-0.056	
8.100	-0.218	0.560	-0.049	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉯ COMBO 3 : UEB11

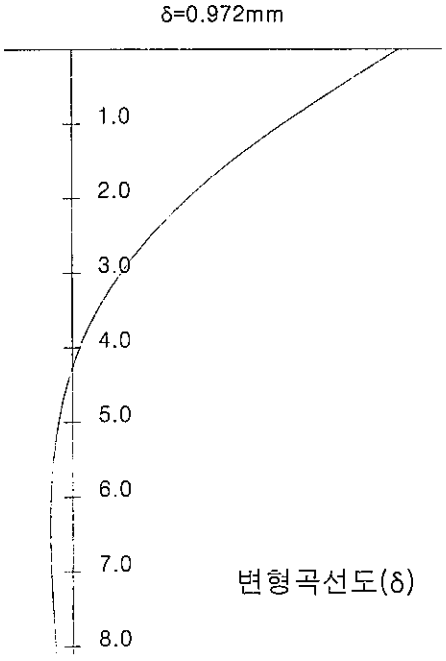
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

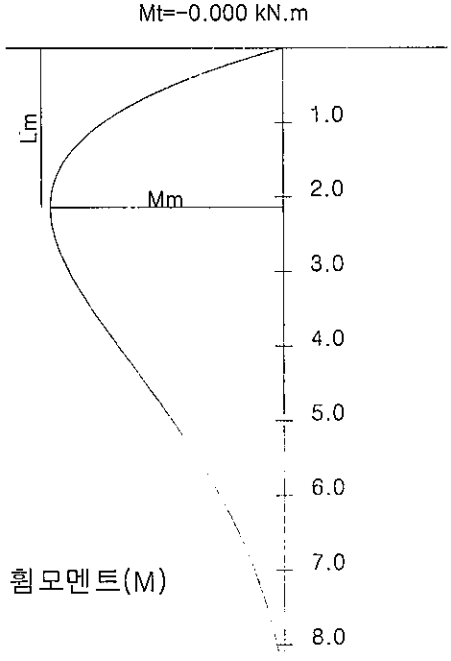
- 최대모멘트 및 깊이 : -8.379 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.972 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.972 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-9.550	0.972	
0.540	-4.201	-6.134	0.781	
1.080	-6.755	-3.441	0.603	
1.620	-8.036	-1.408	0.444	
2.160	-8.379	0.050	0.308	
2.700	-8.068	1.028	0.197	
3.240	-7.339	1.618	0.110	
3.780	-6.374	1.911	0.044	
4.320	-5.314	1.985	-0.003	
4.860	-4.258	1.906	-0.035	
5.400	-3.273	1.730	-0.054	
5.940	-2.399	1.500	-0.063	
6.480	-1.657	1.248	-0.065	
7.020	-1.051	0.999	-0.062	
7.560	-0.575	0.766	-0.056	
8.100	-0.218	0.560	-0.049	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉣ COMBO 4 : ULB22

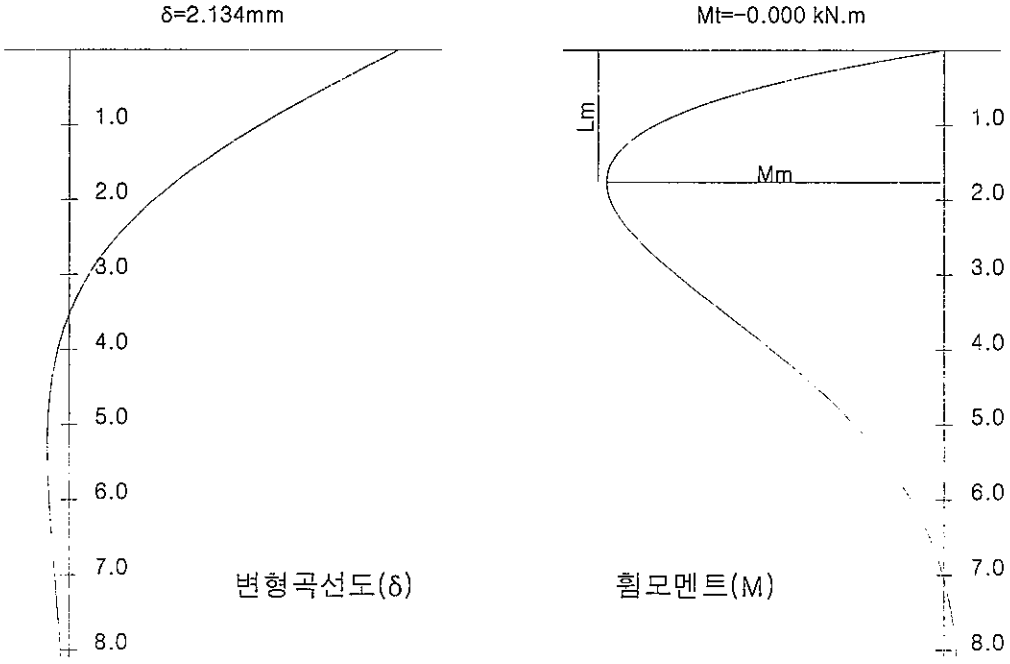
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -26.977 kN.m, 1.766 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.134 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.134 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-37.224	2.134	
0.540	-15.657	-21.470	1.630	
1.080	-23.920	-9.776	1.171	
1.620	-26.859	-1.656	0.780	
2.160	-26.240	3.516	0.468	
2.700	-23.475	6.396	0.232	
3.240	-19.634	7.597	0.065	
3.780	-15.476	7.650	-0.044	
4.320	-11.499	6.989	-0.107	
4.860	-7.996	5.945	-0.137	
5.400	-5.104	4.760	-0.143	
5.940	-2.851	3.595	-0.133	
6.480	-1.200	2.548	-0.115	
7.020	-0.069	1.669	-0.094	
7.560	0.637	0.974	-0.072	
8.100	1.015	0.456	-0.052	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



5) 말뚝의 안정성 검토

① 말뚝의 허용지지력 검토

가) 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 마찰지지 말뚝

Ra = r/n x (Ru - Ws) + Ws - W

Ra1 = 738.000 kN (평상시) : 『별첨자료』 참조

Ra2 = 1107.000 kN (지진시) : 『별첨자료』 참조

말뚝의 주면장 U = π x 0.500 = 1.571 ㎡

U	N-치	토질분류	토층심도	f(kN/㎡)	주면마찰력(U*f*L)
1.571	10.000	사질토	5.891	20.000	185.064
1.571	50.000	사질토	2.209	100.000	347.024
1.571	50.000	사질토	-	-	-
계	-	-	-	-	532.090

N≤2 의 지반에는 주면 마찰력을 고려하지 않는다.

나) 말뚝의 허용 수평변위 검토

평상시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 0.7474 mm 0.K

지진시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 2.1341 mm 0.K

다) 말뚝의 허용인발력

Pa = 1/n x Pu + W ; Pu : 주면마찰력(kN), W : 수중말뚝의 중량

W = π x (0.500² - 0.340²)/ 4 x (25.00-10.00) x 8.100

= 12.825 kN

Pa1 = 1/3.0 x 532.090 + 12.82 = 190.188 kN (평상시)

Pa2 = 1/2.0 x 532.090 + 12.82 = 278.870 kN (지진시)

라) 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	656.159	423.206	738.000	190.188	0.K
	HINGE	652.586	426.778	738.000	190.188	0.K
COMBO 2	FIX	656.159	423.206	738.000	190.188	0.K
	HINGE	652.586	426.778	738.000	190.188	0.K
COMBO 3	FIX	632.614	402.201	738.000	190.188	0.K
	HINGE	629.015	405.800	738.000	190.188	0.K
COMBO 4	FIX	852.427	60.165	1107.000	278.870	0.K
	HINGE	837.311	75.281	1107.000	278.870	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 : 8.20 m

이음개소수 : 0 개소

말뚝이음에 의한 허용응력 감소율 : 0.00%

장경비 (L/D) = 8.10/0.500 = 16.200 < 85 이므로 장경비에 따른 감소 없음.

따라서 허용응력의 총 감소율은 0.00% 적용

나) 말뚝의 휨응력 검토

허용 휨압축응력 fca = 28.000 MPa (평상시)

= 42.000 MPa (지진시)

허용 휨인장응력 fta = 0.000 MPa (평상시)

= -5.000 MPa (지진시)

f = fce ± M/Ze + V/Ae

= 4.104 ± M / 9906000.0 + V / 108500.0

구 분		V(kN)	M(kN.m)	fc	fca	ft	fta	비 고
COMBO 1	FIX	656.159	5.954	10.753	28.00	9.550	0.00	O.K
	HINGE	652.586	6.446	10.769	28.00	9.468	0.00	O.K
COMBO 2	FIX	656.159	5.954	10.753	28.00	9.550	0.00	O.K
	HINGE	652.586	6.446	10.769	28.00	9.468	0.00	O.K
COMBO 3	FIX	632.614	5.998	10.540	28.00	9.329	0.00	O.K
	HINGE	629.015	6.446	10.552	28.00	9.251	0.00	O.K
COMBO 4	FIX	852.427	25.194	14.504	42.00	9.417	-5.00	O.K
	HINGE	837.311	26.977	14.544	42.00	9.098	-5.00	O.K

다) 말뚝의 전단응력 검토

τsa = 0.850 MPa (평상시)

= 1.250 MPa (지진시)

τ = α x Ho / Ap

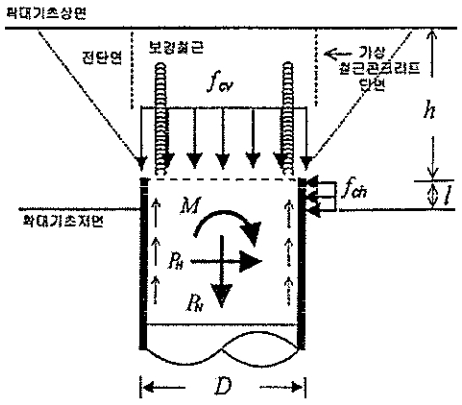
α = $4 \times (D^2 + D \times d + d^2) / (3 \times (D^2 + d^2))$

= $4 \times (500.0^2 + 500.0 \times 340.0 + 340.0^2) / (3 \times (500.0^2 + 340.0^2))$

= 1.953 : 전단형상계수

구 분		H(kN)	τ	τsa	비 고
COMBO 1	FIX	7.346	0.132	0.850	O.K
	HINGE	7.346	0.132	0.850	O.K
COMBO 2	FIX	7.346	0.132	0.850	O.K
	HINGE	7.346	0.132	0.850	O.K
COMBO 3	FIX	7.346	0.132	0.850	O.K
	HINGE	7.346	0.132	0.850	O.K
COMBO 4	FIX	37.224	0.670	1.250	O.K
	HINGE	37.224	0.670	1.250	O.K

6) 말뚝과 확대기초의 결합부 검토



① 압입력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수직지압응력

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

fck : 콘크리트의 설계기준강도(MPa)
PNmax : 상시와 지진시, 말뚝 머리에 작용하는 가장 큰 수직력(N)
D : 말뚝의 외경(mm)
fca : 상시,콘크리트의 허용지압응력 = 0.25fck (MPa), (해설표 참고)
fca' : 지진시, 콘크리트의 허용지압응력 = 1.33 × (0.25fck) (MPa)

-해설 표. 확대기초의 허용지압응력, fca(MPa)

설계기준강도 (fck,MPa)		21	24	27	30
허용지압응력 (fca,MPa)	상시 (fca)	5.25	6.00	6.75	7.50
	지진시 (fca')	6.98	7.98	8.98	9.98

* 수직지압응력(fcv) 검토 (상시)
fcv = 656158.8 / (π/4 x 500 ²)
= 3.342 MPa ≤ fca = 6.750 MPa ∴ O.K
* 수직지압응력(fcv) 검토 (지진시)
fcv = 852427.1 / (π/4 x 500 ²)
= 4.341 MPa ≤ fca' = 8.978 MPa ∴ O.K

b. 확대기초 콘크리트의 압발전단응력

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

τa3 : 상시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) ,(해설표 참조)
τa3' : 지진시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) ,(해설표 참조)
h : 확대기초의 유효두께 (mm)

-해설 표. 확대기초의 허용수직압발전단응력, τa3(MPa)

콘크리트의 설계기준강도 fck		21	24	27	30
허용압발 전단응력	상시 (τa3)	0.85	0.90	0.95	1.00
	지진시 (τa3')	1.131	1.197	1.264	1.330

* 압발전단응력(τv) 검토 (상시)
τv = 656158.8 / {π x (500 + 2200) x 2200 }
= 0.035 MPa ≤ τa3 = 0.950 MPa ∴ O.K
* 압발전단응력(τv) 검토 (지진시)
τv = 852427.1 / {π x (500 + 2200) x 2200 }
= 0.046 MPa ≤ τa3' = 1.264 MPa ∴ O.K

② 인발력에 대한 검토
원칙적으로 인발력에 대한 검토는 하지 않아도 된다. [도로교 설계기준 해설(하부구조편) P292]

③ 수평력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수평지압응력

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

PHmax : 상시와 지진시, 말뚝머리에 작용하는 최대 말뚝축직각방향력 (N)
l : 말뚝의 매입길이 = 100 mm

* 수평지압응력(fch) 검토 (상시)
fch = 7346.082 / (500 x 100)
= 0.147 MPa ≤ fca = 6.750 MPa ∴ O.K
* 수평지압응력(fch) 검토 (지진시)
fch = 37224.490 / (500 x 100)
= 0.744 MPa ≤ fca' = 8.978 MPa ∴ O.K

b. 확대기초 단부 말뚝에 대한 수평압발전단응력

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

h' : 수평방향의 압발전단에 저항하는 확대기초의 유효두께 (m)

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (상시)

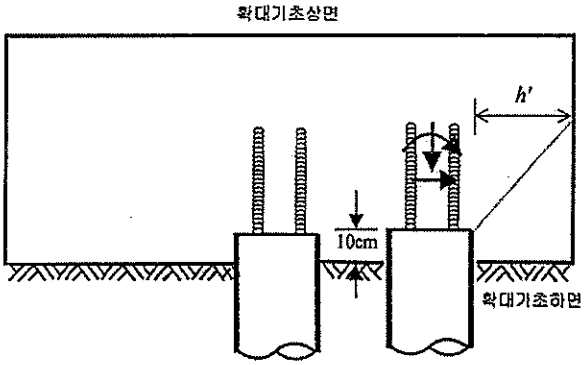
τh = 7346.082 / {400 x (200 + 500 + 800)}

= 0.012 MPa ≤ τa3 = 0.950 MPa ∴ O.K

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (지진시)

τh = 37224.490 / {400 x (200 + 500 + 800)}

= 0.062 MPa ≤ τa3' = 1.264 MPa ∴ O.K



④ 철근정착

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

fsa1 : 이형철근의 허용인장응력 (MPa) ,(해설표 참조)
Ast : 이형철근의 공칭단면적 (㎟) ,(해설표 참조)
U : 이형철근의 공칭둘레길이 (mm)
τoa : 콘크리트의 허용부착응력 (MPa) ,(해설표 참조)
d1 : 이형철근의 공칭지름 (mm)

- 해설 표. 이형철근의 허용응력, fsa1 (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, Ast(㎟)	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, τoa (MPa)

콘크리트의 설계기준강도 (fck)	21.0	24.0	27.0	30.0
이형철근과 콘크리트의 허용부착응력 (τoa)	1.4	1.6	1.7	1.8

* 철근의 정착길이
일반적으로, Lo ≥ Lomin = 35d1 로 하는 것이 좋다. Lomin = 35 x 19.1 = 668.5 mm
Lo = 150.000 x 286.500 / (1.700 x 60.000) = 421.324 (≤ 668.500)
= 668.5 (mm)
이때, 정착길이는 다음을 만족하여야 한다.
L ≥ Lo + D/2 = 668.5 + 500/2 = 918.5 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 (㎟)

A2 : 지지면적 (㎟)

* 연직지압강도

ϕVn = 0.700 x (0.85 x 27.0 x 196349.5)

= 3154355.374 N ≥ PNmax = 853006.416 N ∴ O.K

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)

bp : π × (말뚝직경 + d)

* PUNCHING 전단강도

ϕVn = 0.800 x (⅓ x √27.0 x 8325.2 x 2150)

= 24801892.507 N ≥ PNmax = 853006.416 N ∴ O.K

교각 P4(옥산방향)

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 둥 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

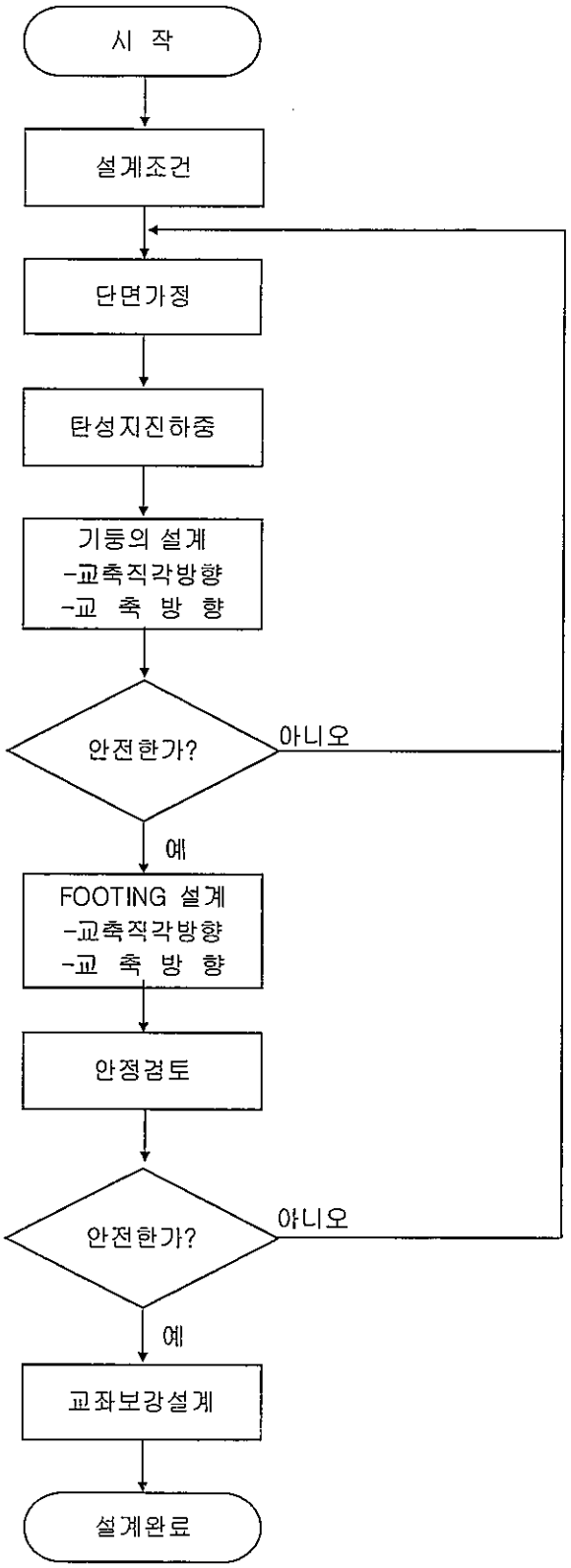
11. 기초 2방향전단(펀칭) 검토

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


시 작
설계조건
단면가정
탄성지진하중
기둥의 설계
-교축직각방향
-교 축 방 향
안전한가?
아니오
예
FOOTING 설계
-교축직각방향
-교 축 방 향
안정검토
안전한가?
아니오
예
교좌보강설계
설계완료

2. 해석결과 요약

▣ 말뚝 안정성검토 및 응력검토

구 분			허용값	발생값	비 고
교축방향	평상시	허용지지력(kN/EA)	709.000	529.477	O.K
		허용인발력(kN/EA)	142.226	-	O.K
		휨 응력(MPa)	28.000	9.141	O.K
		전단응력(MPa)	0.850	0.053	O.K
		수평변위(mm)	15.000	0.297	O.K
	지진시	허용지지력(kN/EA)	1063.500	850.506	O.K
		허용인발력(kN/EA)	207.322	-	O.K
		휨 응력(MPa)	42.000	15.091	O.K
		전단응력(MPa)	1.250	0.823	O.K
		수평변위(mm)	15.000	2.620	O.K
교축직각 방향	평상시	허용지지력(kN/EA)	709.000	594.191	O.K
		허용인발력(kN/EA)	142.226	-	O.K
		휨 응력(MPa)	28.000	10.887	O.K
		전단응력(MPa)	0.850	0.260	O.K
		수평변위(mm)	15.000	1.469	O.K
	지진시	허용지지력(kN/EA)	1063.500	887.605	O.K
		허용인발력(kN/EA)	207.322	-35.898	O.K
		휨 응력(MPa)	42.000	15.155	O.K
		전단응력(MPa)	1.250	0.744	O.K
		수평변위(mm)	15.000	2.369	O.K

▣ 기둥의 단면 설계

단면위치		Puse	Pu(kN)	ϕPn(kN)	안전도	비 고
교축방향	축력최대	0.010	23405.425	62060.879	2.652	O.K
	모멘트최대	0.010	16224.778	62060.879	3.825	O.K
	탄성설계	0.010	12480.598	18208.560	1.459	O.K
	편심최대	0.010	11178.592	70926.719	6.345	O.K
교축직각방향	축력최대	0.010	23405.425	57735.218	2.467	O.K
	모멘트최대	0.010	16224.778	36790.309	2.268	O.K
	탄성설계	0.010	12480.598	14941.692	1.197	O.K
	편심최대	0.010	11178.592	31747.334	2.840	O.K
합성부재력	축력최대	0.010	23405.425	57735.218	2.467	O.K
	모멘트최대	0.010	16224.778	36373.145	2.242	O.K
	탄성설계	0.010	12480.598	13946.747	1.117	O.K
	편심최대	0.010	11178.592	31263.631	2.797	O.K

▣ 단면 설계

단면위치		깊이 (mm)	피복 (mm)	Req.As (mm²)	Use.As (mm²)	Mu(kN.m)	ΦMn(kN.m)	안전도	비 고
두부보	좌측내민보	2750.0	100.0	29695.073	31768.000	25205.836	26887.335	1.067	O.K
	우측내민보	2750.0	100.0	24467.706	31768.000	20920.318	26887.335	1.285	O.K
	좌측내민보수	2500.0	100.0	2328.628	5820.600	1894.318	4713.107	2.488	O.K
	우측내민보수	2500.0	100.0	2299.983	5820.600	1871.087	4713.107	2.519	O.K
	교량받침1	1876.5	100.0	109.538	31768.000	64.286	17452.094	271.477	O.K
	교량받침6	1884.9	100.0	200.356	31768.000	118.137	17542.957	148.497	O.K
	교량받침2	2627.3	100.0	13833.924	31768.000	11425.167	25561.333	2.237	O.K
	교량받침7	2637.1	100.0	14016.012	31768.000	11619.295	25667.340	2.209	O.K
	교량받침4	2389.9	100.0	12744.657	31768.000	9513.509	22997.624	2.417	O.K
	교량받침9	2377.7	100.0	12539.159	31768.000	9310.862	22865.115	2.456	O.K
	교량받침5	1406.9	100.0	269.148	31768.000	114.931	12379.538	107.713	O.K
	교량받침10	1393.6	100.0	107.507	31768.000	45.441	12235.671	269.265	O.K
기초	교축방향	2000.0	150.0	20629.796	30908.700	12809.121	19066.650	1.489	O.K
	교직-지점부	2000.0	150.0	21581.915	30908.700	13392.231	19066.650	1.424	O.K

▣ 사용성 검토

단면위치		인장응력(fs)	허용응력(fsa)	철근간격(S)	최대간격(Sq)	비 고
두부보	좌측내민보	216.329	180.000	125.000	154.029	O.K
	우측내민보	193.865	180.000	125.000	196.212	O.K
	좌측내민보수평	140.528	180.000	183.337	350.386	O.K
	우측내민보수평	138.805	180.000	183.337	357.343	O.K
	교량받침1	0.992	180.000	125.000	63503.410	O.K
	교량받침6	1.746	180.000	125.000	36092.580	O.K
	교량받침2	103.167	180.000	125.000	553.327	O.K
	교량받침7	104.490	180.000	125.000	543.659	O.K
	교량받침4	106.497	180.000	125.000	529.458	O.K
	교량받침9	103.632	180.000	125.000	549.901	O.K
	교량받침5	7.133	180.000	125.000	8832.346	O.K
	교량받침10	3.419	180.000	125.000	18425.027	O.K
기초	교축방향	146.999	180.000	123.770	191.966	O.K
	교직-지점부	162.275	180.000	123.770	141.536	O.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 : γc = 25 kN/m³ [도로교 설계기준 2.1.2]
2) 기초지반의 단위중량 : $\gamma s2$ = 20 kN/m³ [도로교설계요령 제2권 P366]
3) 교량받침 마찰계수 : fs = 0.15

3.3 지 반 조 건

1) 기초지반의 N치 : N = 10
2) 기초지반의 내부마찰각 : $\phi 2$ = 27.247 ° ; $15 + \sqrt{15N}$
3) 기초지반의 점착력 : C = 0 kN/m²
4) 기초지반의 마찰계수 : μ = 0.328 ; TAN(⅔ · Φ2) : 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 : fck = 두부보: 27 MPa
   기둥: 27 MPa
   기초: 27 MPa
   - 탄성계수 : Ec = 두부보: 27804 MPa
   기둥: 27804 MPa
   기초: 27804 MPa
   [도로교 설계기준 2.3.3]
2) 철근의 항복 강도(SD400) : fy = 두부보: 400 MPa
   기둥: 400 MPa
   기초: 400 MPa
   - 탄성계수 : Es = 200000 MPa [도로교 설계기준 2.3.3]

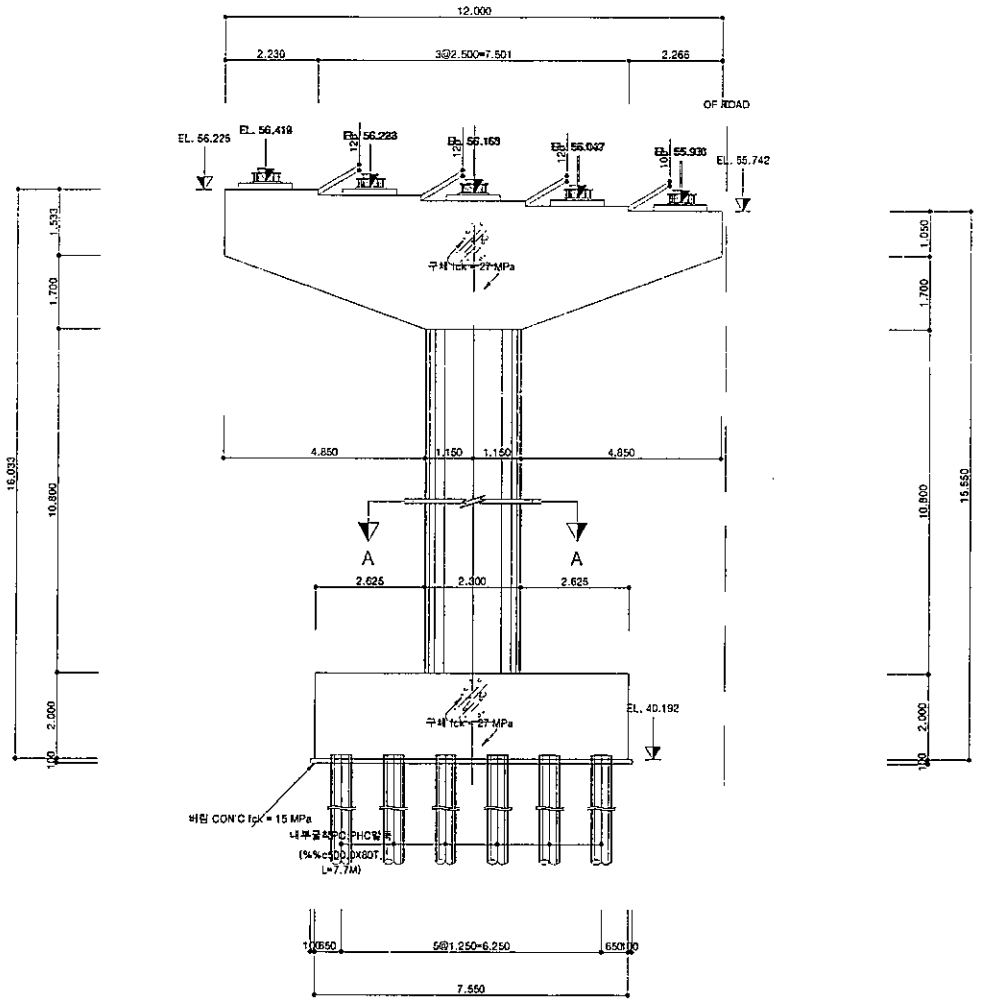
3.5 설 계 방 법

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


12.000
2.230
3@2.500=7.501
2.265
OF ROAD
EL. 56.225
EL. 56.418
EL. 56.223
EL. 56.163
EL. 56.047
EL. 55.936
EL. 55.742
16.033
1.533
1.700
10.800
2.000
100
4.850
1.150
1.150
4.850
A
A
2.625
2.300
2.625
EL. 40.192
버팀 CON'C fck = 15 MPa
L=7.7M)
650
5@1.250=6.250
650
7.550
1.050
15.550

5. 하 중 계 산

5.1 상부반력 및 교각자중

교좌번호	고정하중(D)	활하중(L)		
		만재하시(L1)	좌측편재하(L2)	우측편재하(L3)
1	956.459	401.302	215.566	177.239
2	953.759	409.825	286.375	261.779
3	944.586	374.996	308.142	308.528
4	956.906	292.809	258.715	283.671
5	979.894	190.663	173.448	211.020
6	955.891	400.337	214.948	176.693
7	954.164	410.264	286.321	261.542
8	944.428	374.849	308.029	308.400
9	956.684	293.705	259.248	284.044
10	980.437	191.086	173.831	211.470
계	9583.208	3339.836	2484.623	2484.386

※ 교각자중은 25.000 kN/m³ 의 값을 프로그램에서 자동재하

5.2 풍 하 중

1) 교축직각방향 (W-TR)

① 상부구조에 작용하는 풍하중

B/D = 12.455 / 3.410 = 3.652 [1≤ B/D< 8]

W1 = [4.0 - 0.2 x (12.455 / 3.410)] x 3.410 = 11.1 kN/m ≥ 6.0 이므로

= 11.149 kN/m

P1 = 11.149 x (40.062 + 40.092) / 2 x sin92.2

= 446.498 kN

작용위치 h = 3.410/2 + 0.400 + 1.050/2 = 2.63 m

작용모멘트 My = Ph x h = 446.498 x 2.630 = 1174.3 kN.m

② 하부구조에 작용하는 풍하중

W'copping = 3.000 x 2.750 x 2.500 = 20.625 kN

W'column = 1.500 x 2.300 = 3.45 kN/m (풍상측)

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용 한다.

2) 교축방향 (W-LO)

① 하부구조에 작용하는 풍하중

W'copping = 82.767 kN (Copping 높이에 따라 재하)

W'column = 1.500 x 2.300 = 3.45 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 x (40.062 + 40.092)/2 x sin92.2 = 60.072 kN

작용위치 h = 2.519 + 1.500 + 1.050/2 = 4.544 m

작용모멘트 My = Ph x h = 60.072 x 4.544 = 272.976 kN.m

5.4 온도하중 산정

1) 교축직각방향 (G-TR)

연평균 온도변화차 ΔT = 10℃ 적용

2) 교축방향 (G-LO)

① 교각의 종방향 변위를 유발하는 수평력

고정단이므로 교량받침마찰력에 의한 수평력은 고려하지 않는다.

: 일반적으로 고정단에서도 교량받침의 마찰력보다는 지진시의 상부구조에 의한 수평력이 크기 때문에 지진시의 수평력을 고려한다.

5.5 유수압 (Q1-TR)

$P = 10 K v^2 A = 10 \times 0.040 \times 2.290^2 \times 3.620$

$= 7.594$ kN

k : 단면형상에 따른 저항계수

v : 최대유속 (m/sec)

A : 교각의 투영면적 (m^2), $A = 1.574 \times 2.300 = 3.620\ m^2$

H : 수심 (m)

하저면에서 0.6H 위치에 작용하는 것으로 한다.

작용위치 h = 3.699 m (기초상단으로 부터)

5.6 유목, 선박, 기타 부유물의 충돌하중 (COL-TR)

$P = 0.1 W v = 0.1 \times 100.000 \times 2.290$

$= 22.900$ kN

W : 유목, 선박, 기타 부유물 등 유송물의 중량 (kN)

v : 표면유속 (m/sec)

수면 상단에 작용하는 것으로 한다.

작용위치 h = 4.328 m (기초상단으로 부터)

5.7 양압력 및 부력 (Q3)

$P = A H w = 4.155 \times 4.328 \times 10.000$

$= 179.822$ kN

w : 유수의 단위중량 (kN/m^3)

H : HWL - 기초상단 EL, H = 46.520 - 42.192 = 4.328 m

A : 기둥의 단면적 (m^2) , $A = \pi \times 1.150^2 = 4.155\ m^2$

5.8 지진에 의한 하중 : 내진해석 참조

구 분			교축 방향			교축직각방향		
위치	하중경우	기둥	전단력	모멘트	변위(m)	전단력	모멘트	변위(m)
기둥상단	하중경우 1	기둥 1	1560.000	1242.000	0.02420	511.000	2118.000	0.01120
	하중경우 2	기둥 1	559.000	660.000	0.00890	1432.000	5920.000	0.03180
기둥하단	하중경우 1	기둥 1	1645.000	17889.000	0.00000	534.000	7268.000	0.00000
	하중경우 2	기둥 1	612.000	6488.000	0.00000	1495.000	20592.000	0.00000

5.9 하중조합 : 사용하중 검토시

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	CO	Q
SVB01	1.00	1.00									1.00
SVB02	1.00		1.00								1.00
SVB03	1.00			1.00							1.00
SVB04	1.00				1.00						1.00
SVB05	1.00	1.00			0.50	1.00					1.00
SVB06	1.00		1.00		0.50	1.00					1.00
SVB07	1.00			1.00	0.50	1.00					1.00
SVB08	1.00	1.00					1.00	1.00			1.00
SVB09	1.00	1.00					-1.00	1.00			1.00
SVB10	1.00		1.00				1.00	1.00			1.00
SVB11	1.00		1.00				-1.00	1.00			1.00
SVB12	1.00			1.00			1.00	1.00			1.00
SVB13	1.00			1.00			-1.00	1.00			1.00
SVB14	1.00				1.00		1.00	1.00			1.00
SVB15	1.00				1.00		-1.00	1.00			1.00
SVB16	1.00	1.00			0.50	1.00	1.00	1.00			1.00
SVB17	1.00	1.00			0.50	1.00	-1.00	1.00			1.00
SVB18	1.00		1.00		0.50	1.00	1.00	1.00			1.00
SVB19	1.00		1.00		0.50	1.00	-1.00	1.00			1.00
SVB20	1.00			1.00	0.50	1.00	1.00	1.00			1.00
SVB21	1.00			1.00	0.50	1.00	-1.00	1.00			1.00
SVB22	1.00								1.00		1.00
SVB23	1.00	1.00								1.00	1.00
SVB24	1.00		1.00							1.00	1.00
SVB25	1.00			1.00						1.00	1.00
SVB26	1.00				1.00					1.00	1.00

D = 고정하중 또는 이에 따른 단면력

L = 활하중 또는 이에 따른 단면력

W = 풍하중 또는 이에 따른 단면력

WL = 차량활하중에 작용하는 풍하중 또는 이에 따른 단면력

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.

5.10 하중조합 : 계수하중 검토시

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	CO	Q
ULB01	1.30	2.15									1.30
ULB02	1.30		2.15								1.30
ULB03	1.30			2.15							1.30
ULB04	1.30				1.30						1.30
ULB05	1.30	1.30			0.65	1.30					1.30
ULB06	1.30		1.30		0.65	1.30					1.30
ULB07	1.30			1.30	0.65	1.30					1.30
ULB08	1.30	1.30					1.30	1.30			1.30
ULB09	1.30	1.30					-1.30	1.30			1.30
ULB10	1.30		1.30				1.30	1.30			1.30
ULB11	1.30		1.30				-1.30	1.30			1.30
ULB12	1.30			1.30			1.30	1.30			1.30
ULB13	1.30			1.30			-1.30	1.30			1.30
ULB14	1.25				1.25		1.25	1.30			1.25
ULB15	1.25				1.25		-1.25	1.30			1.25
ULB16	1.25	1.25			0.63	1.25	1.25	1.30			1.25
ULB17	1.25	1.25			0.63	1.25	-1.25	1.30			1.25
ULB18	1.25		1.25		0.63	1.25	1.25	1.30			1.25
ULB19	1.25		1.25		0.63	1.25	-1.25	1.30			1.25
ULB20	1.25			1.25	0.63	1.25	1.25	1.30			1.25
ULB21	1.25			1.25	0.63	1.25	-1.25	1.30			1.25
ULB22	1.00								1.00		1.00
ULB23	1.30	1.30								1.30	1.30
ULB24	1.30		1.30							1.30	1.30
ULB25	1.30			1.30						1.30	1.30
ULB26	1.20				1.20					1.20	1.20

※ 위 테이블에 표시된 ULB는 교축방향이며, 모델링상의 ULO 는 교직방향을 나타냅니다.
ULB 와 ULO 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

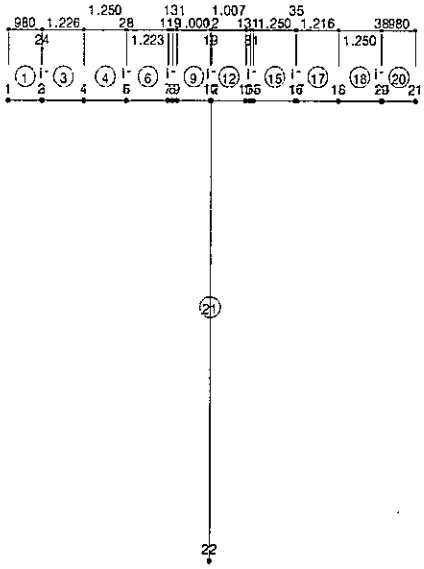
5.11 하중조합 : 계수하중 검토시 (최대편심)

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	CO	Q
UEB01	1.00	2.15									1.30
UEB02	1.00		2.15								1.30
UEB03	1.00			2.15							1.30
UEB04	1.00				1.30						1.30
UEB05	1.00	1.30			0.65	1.30					1.30
UEB06	1.00		1.30		0.65	1.30					1.30
UEB07	1.00			1.30	0.65	1.30					1.30
UEB08	1.00	1.30					1.30	1.30			1.30
UEB09	1.00	1.30					-1.30	1.30			1.30
UEB10	1.00		1.30				1.30	1.30			1.30
UEB11	1.00		1.30				-1.30	1.30			1.30
UEB12	1.00			1.30			1.30	1.30			1.30
UEB13	1.00			1.30			-1.30	1.30			1.30
UEB14	0.95				1.25		1.25	1.30			1.25
UEB15	0.95				1.25		-1.25	1.30			1.25
UEB16	0.95	1.25			0.63	1.25	1.25	1.30			1.25
UEB17	0.95	1.25			0.63	1.25	-1.25	1.30			1.25
UEB18	0.95		1.25		0.63	1.25	1.25	1.30			1.25
UEB19	0.95		1.25		0.63	1.25	-1.25	1.30			1.25
UEB20	0.95			1.25	0.63	1.25	1.25	1.30			1.25
UEB21	0.95			1.25	0.63	1.25	-1.25	1.30			1.25
UEB22	1.00								1.00		1.00
UEB23	1.00	1.30								1.30	1.30
UEB24	1.00		1.30							1.30	1.30
UEB25	1.00			1.30						1.30	1.30
UEB26	0.90				1.20					1.20	1.20

※ 위 테이블에 표시된 UEB는 교축방향이며, 모델링상의 UE0 는 교직방향을 나타냅니다.
UEB 와 UE0 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

6. 구 조 해 석

6.1 해석 모델링



6.2 절점 좌표

절점	X	Z	절점	X	Z	절점	X	Z	절점	X	Z
1	0.000	13.025	7	4.731	13.025	13	7.019	13.025	19	10.982	13.025
2	0.980	13.025	8	4.850	13.025	14	7.150	13.025	20	11.020	13.025
3	1.004	13.025	9	4.981	13.025	15	7.231	13.025	21	12.000	13.025
4	2.230	13.025	10	5.981	13.025	16	8.481	13.025	22	6.000	0.000
5	3.480	13.025	11	6.000	13.025	17	8.516	13.025			
6	3.508	13.025	12	6.012	13.025	18	9.732	13.025			

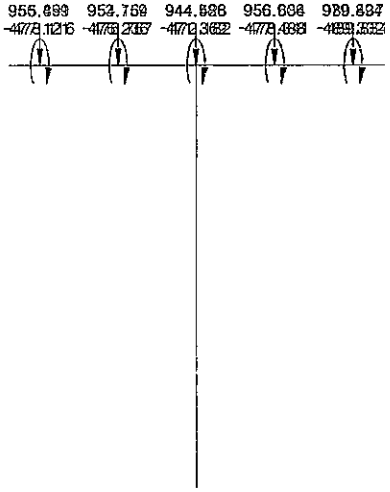
6.3 단면 제원

구 분	B(m)	H(m)	A(㎡)	I22(m⁴)	I33(m⁴)	적용절점
①	2.500	1.050	2.625	1.367188	0.241172	21
②	2.500	1.394	3.485	1.815104	0.564348	20
③	2.500	1.407	3.518	1.832031	0.580285	19
④	2.500	1.533	3.832	1.996094	0.750560	1
⑤	2.500	1.845	4.612	2.402344	1.308422	18
⑥	2.500	1.877	4.692	2.444010	1.377690	2
⑦	2.500	1.885	4.713	2.454427	1.395381	3
⑧	2.500	2.315	5.787	3.014323	2.584710	4
⑨	2.500	2.378	5.945	3.096354	2.801524	17
⑩	2.500	2.390	5.975	3.111979	2.844150	16
⑪	2.500	2.627	6.567	3.420573	3.776930	5
⑫	2.500	2.637	6.593	3.433594	3.820227	6
⑬	2.500	2.940	7.350	3.828125	5.294205	7
⑭	2.500	2.954	7.385	3.846354	5.370197	15
⑮	2.500	2.982	7.455	3.882813	5.524356	8~14
16	2.300	0.000	4.155	1.373666	1.373666	기둥상단
17	2.300	0.000	4.155	1.373666	1.373666	기둥하단

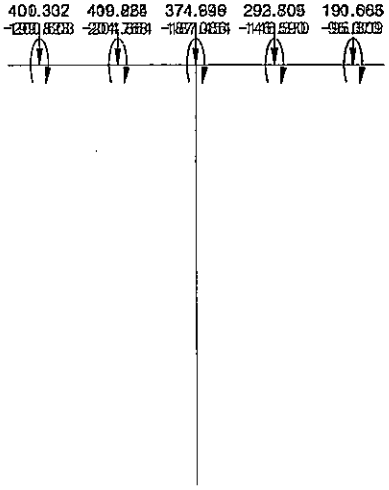
6.4 하중재하도

1) 연직하중

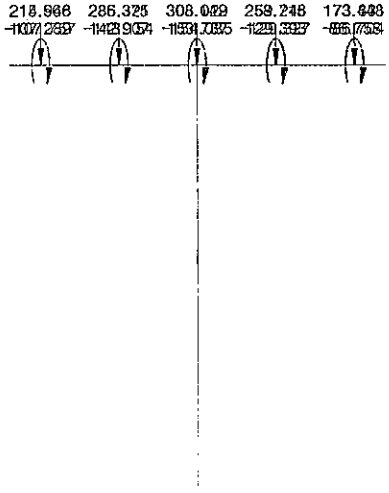
① 고정하중 (D)



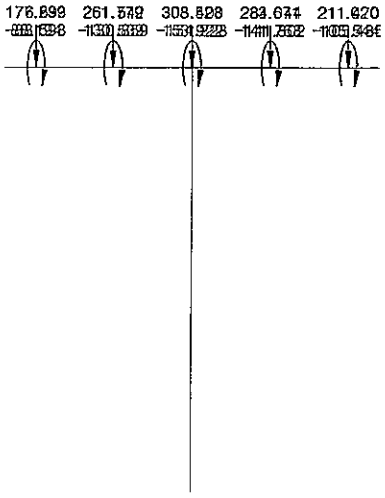
② 활하중 : 만재하시 (L1)



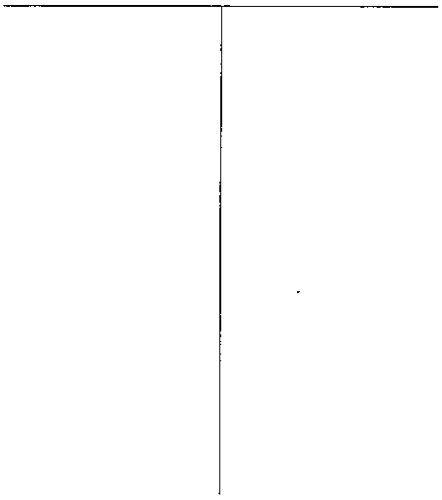
③ 활하중 : 좌측 편재하시 (L2)



④ 활하중 : 우측 편재하시 (L3)



⑤ 양압력 및 부력 (Q3)

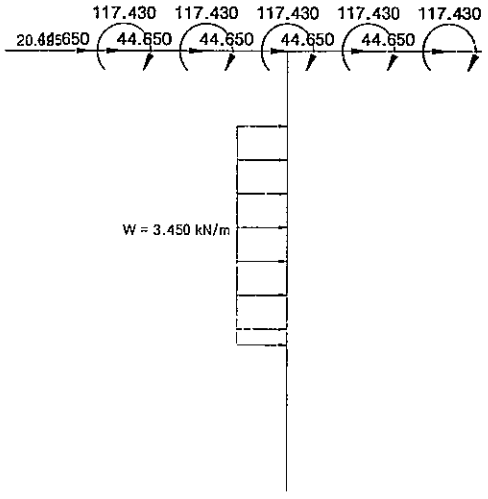


HWL : EL = 46.520 m
기초상단 : EL = 42.192 m
하저면 : EL = 44.946 m

2) 수평하중

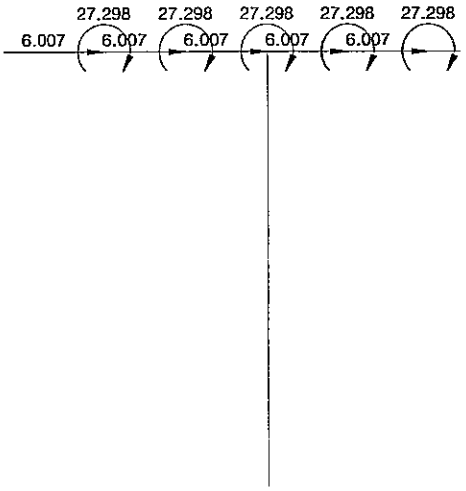
① 교축직각 방향

㉮ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-TR)



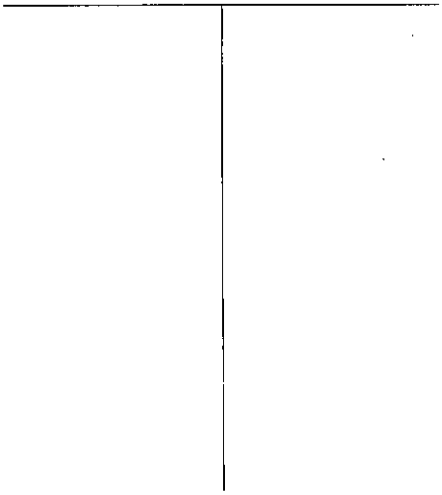
P = 446.498/10EA = 44.650 kN
M = 1174.300/10EA = 117.430 kN

㉤ 풍하중 : 활하중에 재하되는 풍하중 (WL)

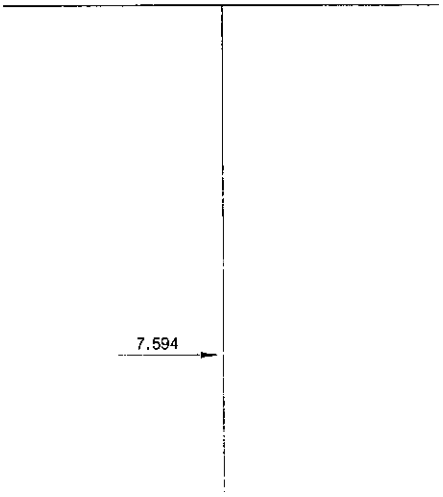


P = 60.072/10EA = 6.007 kN
M = 272.976/10EA = 27.298 kN

㉥ 온도하중 (G-TR) : 온도변화범위 ΔTx = 10℃

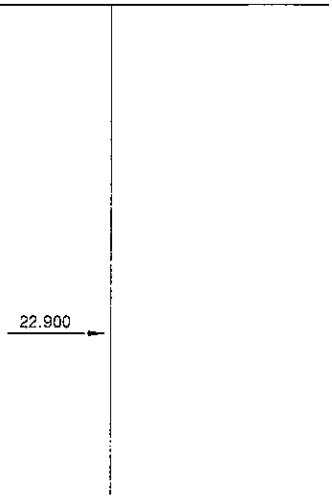


㉦ 유수압 (Q1-TR)



HWL : EL = 46.520 m
기초상단 : EL = 42.192 m
하저면 : EL = 44.946 m

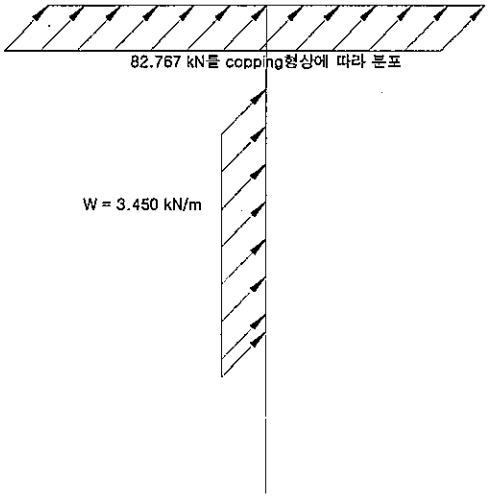
㉯ 유목, 선박, 기타 부유물의 충돌하중 (COL-TR)



HWL : EL = 46.520 m
기초상단 : EL = 42.192 m

② 교축 방향

㉮ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-LO)



7. 해석결과 집계

7.1 하중별 부재력 집계

① 기둥 : 부재번호 21 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-11538.637	-222.944	0.000	-12660.420	-222.944	0.000	
L1	-3339.836	-2697.828	0.000	-3339.836	-2697.828	0.000	
L2	-2484.623	-562.467	0.000	-2484.623	-562.467	0.000	
L3	-2484.386	445.219	0.000	-2484.386	445.219	0.000	
W-TR	0.000	2213.659	-467.125	0.000	7427.484	-489.452	
WL	0.000	406.638	-60.072	0.000	1055.418	-60.072	
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-TR	0.000	5920.000	1432.000	0.000	20592.000	1495.000	
Q1-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	28.091	-7.594	
Q3	179.822	0.000	0.000	179.822	0.000	0.000	
COL-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	99.116	-22.900	

(교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-11538.637	3.701	0.000	-12660.420	3.701	0.000	
L1	-3339.836	0.963	0.000	-3339.836	0.963	0.000	
L2	-2484.623	0.893	0.000	-2484.623	0.893	0.000	
L3	-2484.386	1.006	0.000	-2484.386	1.006	0.000	
W-LO	0.000	-184.159	82.768	0.000	-1246.945	105.096	
WL	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
G-LO1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-LO	0.000	1242.000	1560.000	0.000	17889.000	1645.000	
Q3	179.822	0.000	0.000	179.822	0.000	0.000	

② 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재9, 절점9)		우측 (부재12, 절점13)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-12083.709	4545.675	-11921.048	-4493.006	
L1	-4417.216	1621.728	-2387.896	-968.263	
L2	-2568.927	1003.210	-2149.208	-865.242	
L3	-2190.023	877.253	-2522.305	-990.205	
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	
W-TR	469.720	0.000	-469.720	0.000	
WL	109.190	0.000	-109.190	0.000	
G-LO1	0.000	0.000	0.000	0.000	
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	
Q1-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	
Q3	0.000	0.000	0.000	0.000	
COL-TR	0.000	0.000	0.000	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	-49.451	1060.890	-74.946	2019.603	-5490.011	3327.321
L1	0.000	401.302	-9.631	801.639	-1994.489	1211.464
L2	0.000	215.566	-5.174	430.514	-1071.126	716.889
L3	0.000	177.239	-4.254	353.932	-880.589	615.711
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	117.430	0.000	234.860	0.000	352.290	0.000
WL	27.298	0.000	54.595	0.000	81.893	0.000
G-LO1	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-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Q1-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Q3	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
COL-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

구 분	S4(절점6)		S5(절점16)		S6(절점17)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	-5583.241	4286.091	-5540.820	-4244.815	-5425.834	-3282.694
L1	-2028.410	1621.728	-972.295	-968.263	-948.654	-675.454
L2	-1091.199	1003.210	-884.224	-865.242	-862.996	-606.527
L3	-897.829	877.253	-1074.625	-990.205	-1049.896	-706.534
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	469.720	0.000	-469.720	0.000	-352.290	0.000
WL	109.190	0.000	-109.190	0.000	-81.893	0.000
G-LO1	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-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Q1-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Q3	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
COL-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

구 분	S7(절점19)		S8(절점20)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	-75.118	-2038.505	-34.955	-1055.284
L1	-7.261	-381.749	0.000	-191.086
L2	-6.606	-347.279	0.000	-173.831
L3	-8.036	-422.490	0.000	-211.470
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	-234.860	0.000	-117.430	0.000
WL	-54.595	0.000	-27.298	0.000
G-LO1	0.000	0.000	0.000	0.000
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000
E-LO	0.000	0.000	0.000	0.000
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000
Q1-TR	0.000	0.000	0.000	0.000
Q3	0.000	0.000	0.000	0.000
COL-TR	0.000	0.000	0.000	0.000

7.2 사용하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 21 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-14698.651	-2920.772	0.000	-15820.434	-2892.681	-7.594	
SV002	-13843.438	-785.412	0.000	-14965.221	-757.321	-7.594	
SV003	-13843.201	222.274	0.000	-14964.984	250.365	-7.594	
SV004	-11358.815	1990.715	-467.125	-12480.598	7232.630	-497.046	
SV005	-14698.651	-1407.304	-293.635	-15820.434	1876.478	-312.392	
SV006	-13843.438	728.056	-293.635	-14965.221	4011.839	-312.392	
SV007	-13843.201	1735.742	-293.635	-14964.984	5019.525	-312.392	
SV008	-14698.651	-2920.772	0.000	-15820.434	-2892.681	-7.594	
SV009	-14698.651	-2920.772	0.000	-15820.434	-2892.681	-7.594	
SV010	-13843.438	-785.412	0.000	-14965.221	-757.321	-7.594	
SV011	-13843.438	-785.412	0.000	-14965.221	-757.321	-7.594	
SV012	-13843.201	222.274	0.000	-14964.984	250.365	-7.594	
SV013	-13843.201	222.274	0.000	-14964.984	250.365	-7.594	
SV014	-11358.815	1990.715	-467.125	-12480.598	7232.630	-497.046	
SV015	-11358.815	1990.715	-467.125	-12480.598	7232.630	-497.046	
SV016	-14698.651	-1407.304	-293.635	-15820.434	1876.478	-312.392	
SV017	-14698.651	-1407.304	-293.635	-15820.434	1876.478	-312.392	
SV018	-13843.438	728.056	-293.635	-14965.221	4011.839	-312.392	
SV019	-13843.438	728.056	-293.635	-14965.221	4011.839	-312.392	
SV020	-13843.201	1735.742	-293.635	-14964.984	5019.525	-312.392	
SV021	-13843.201	1735.742	-293.635	-14964.984	5019.525	-312.392	
SV022	-11358.815	5697.056	1432.000	-12480.598	20397.147	1487.406	
SV023	-14698.651	-2920.772	0.000	-15820.434	-2793.565	-30.494	
SV024	-13843.438	-785.412	0.000	-14965.221	-658.205	-30.494	
SV025	-13843.201	222.274	0.000	-14964.984	349.481	-30.494	
SV026	-11358.815	1990.715	-467.125	-12480.598	7331.746	-519.946	

2) 교축방향 (교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SVB01	-14698.651	4.664	0.000	-15820.434	4.664	0.000	
SVB02	-13843.438	4.594	0.000	-14965.221	4.594	0.000	
SVB03	-13843.201	4.707	0.000	-14964.984	4.707	0.000	
SVB04	-11358.815	-180.458	82.768	-12480.598	-1243.244	105.096	
SVB05	-14698.651	-87.415	41.384	-15820.434	-618.809	52.548	
SVB06	-13843.438	-87.485	41.384	-14965.221	-618.879	52.548	
SVB07	-13843.201	-87.372	41.384	-14964.984	-618.766	52.548	
SVB08	-14698.651	4.664	0.000	-15820.434	4.664	0.000	
SVB09	-14698.651	4.664	0.000	-15820.434	4.664	0.000	
SVB10	-13843.438	4.594	0.000	-14965.221	4.594	0.000	
SVB11	-13843.438	4.594	0.000	-14965.221	4.594	0.000	
SVB12	-13843.201	4.707	0.000	-14964.984	4.707	0.000	
SVB13	-13843.201	4.707	0.000	-14964.984	4.707	0.000	
SVB14	-11358.815	-180.458	82.768	-12480.598	-1243.244	105.096	
SVB15	-11358.815	-180.458	82.768	-12480.598	-1243.244	105.096	
SVB16	-14698.651	-87.415	41.384	-15820.434	-618.809	52.548	
SVB17	-14698.651	-87.415	41.384	-15820.434	-618.809	52.548	
SVB18	-13843.438	-87.485	41.384	-14965.221	-618.879	52.548	
SVB19	-13843.438	-87.485	41.384	-14965.221	-618.879	52.548	
SVB20	-13843.201	-87.372	41.384	-14964.984	-618.766	52.548	
SVB21	-13843.201	-87.372	41.384	-14964.984	-618.766	52.548	
SVB22	-11358.815	1245.701	1560.000	-12480.598	17892.701	1645.000	
SVB23	-14698.651	4.664	0.000	-15820.434	4.664	0.000	
SVB24	-13843.438	4.594	0.000	-14965.221	4.594	0.000	
SVB25	-13843.201	4.707	0.000	-14964.984	4.707	0.000	
SVB26	-11358.815	-180.458	82.768	-12480.598	-1243.244	105.096	

3) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재9, 절점9)		우측 (부재12, 절점13)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-16500.925	6167.403	-14308.944	-5461.269	
SV002	-14652.636	5548.885	-14070.256	-5358.248	
SV003	-14273.732	5422.928	-14443.353	-5483.211	
SV004	-11613.989	4545.675	-12390.768	-4493.006	
SV005	-16156.874	6167.403	-14652.995	-5461.269	
SV006	-14308.586	5548.885	-14414.307	-5358.248	
SV007	-13929.682	5422.928	-14787.403	-5483.211	
SV008	-16500.925	6167.403	-14308.944	-5461.269	
SV009	-16500.925	6167.403	-14308.944	-5461.269	
SV010	-14652.636	5548.885	-14070.256	-5358.248	
SV011	-14652.636	5548.885	-14070.256	-5358.248	
SV012	-14273.732	5422.928	-14443.353	-5483.211	
SV013	-14273.732	5422.928	-14443.353	-5483.211	
SV014	-11613.989	4545.675	-12390.768	-4493.006	
SV015	-11613.989	4545.675	-12390.768	-4493.006	
SV016	-16156.874	6167.403	-14652.995	-5461.269	
SV017	-16156.874	6167.403	-14652.995	-5461.269	
SV018	-14308.586	5548.885	-14414.307	-5358.248	
SV019	-14308.586	5548.885	-14414.307	-5358.248	
SV020	-13929.682	5422.928	-14787.403	-5483.211	
SV021	-13929.682	5422.928	-14787.403	-5483.211	
SV022	-12083.709	4545.675	-11921.048	-4493.006	
SV023	-16500.925	6167.403	-14308.944	-5461.269	
SV024	-14652.636	5548.885	-14070.256	-5358.248	
SV025	-14273.732	5422.928	-14443.353	-5483.211	
SV026	-11613.989	4545.675	-12390.768	-4493.006	

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)
SV001	-49.451	1462.192	-84.577	2821.242	-7484.501	4538.785
SV002	-49.451	1276.456	-80.119	2450.117	-6561.137	4044.210
SV003	-49.451	1238.129	-79.200	2373.535	-6370.601	3943.032
SV004	67.979	1060.890	159.914	2019.603	-5255.151	3327.321
SV005	-49.451	1462.192	87.448	2821.242	-7312.475	4538.785
SV006	-49.451	1276.456	91.906	2450.117	-6389.112	4044.210
SV007	-49.451	1238.129	92.826	2373.535	-6198.575	3943.032
SV008	-49.451	1462.192	-84.577	2821.242	-7484.501	4538.785
SV009	-49.451	1462.192	-84.577	2821.242	-7484.501	4538.785
SV010	-49.451	1276.456	-80.119	2450.117	-6561.137	4044.210
SV011	-49.451	1276.456	-80.119	2450.117	-6561.137	4044.210
SV012	-49.451	1238.129	-79.200	2373.535	-6370.601	3943.032
SV013	-49.451	1238.129	-79.200	2373.535	-6370.601	3943.032
SV014	67.979	1060.890	159.914	2019.603	-5255.151	3327.321
SV015	67.979	1060.890	159.914	2019.603	-5255.151	3327.321
SV016	-49.451	1462.192	87.448	2821.242	-7312.475	4538.785
SV017	-49.451	1462.192	87.448	2821.242	-7312.475	4538.785
SV018	-49.451	1276.456	91.906	2450.117	-6389.112	4044.210
SV019	-49.451	1276.456	91.906	2450.117	-6389.112	4044.210
SV020	-49.451	1238.129	92.826	2373.535	-6198.575	3943.032
SV021	-49.451	1238.129	92.826	2373.535	-6198.575	3943.032
SV022	-49.451	1060.890	-74.946	2019.603	-5490.011	3327.321
SV023	-49.451	1462.192	-84.577	2821.242	-7484.501	4538.785
SV024	-49.451	1276.456	-80.119	2450.117	-6561.137	4044.210
SV025	-49.451	1238.129	-79.200	2373.535	-6370.601	3943.032
SV026	67.979	1060.890	159.914	2019.603	-5255.151	3327.321

구 분	S4(절점6)		S5(절점16)		S6(절점17)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	-7611.651	5907.819	-6513.115	-5213.078	-6374.489	-3958.148
SV002	-6674.440	5289.301	-6425.044	-5110.057	-6288.830	-3889.221
SV003	-6481.070	5163.344	-6615.445	-5235.020	-6475.731	-3989.228
SV004	-5230.951	4286.091	-6010.540	-4244.815	-5778.124	-3282.694
SV005	-7353.613	5907.819	-6857.166	-5213.078	-6632.527	-3958.148
SV006	-6416.402	5289.301	-6769.094	-5110.057	-6546.868	-3889.221
SV007	-6223.032	5163.344	-6959.495	-5235.020	-6733.768	-3989.228
SV008	-7611.651	5907.819	-6513.115	-5213.078	-6374.489	-3958.148
SV009	-7611.651	5907.819	-6513.115	-5213.078	-6374.489	-3958.148
SV010	-6674.440	5289.301	-6425.044	-5110.057	-6288.830	-3889.221
SV011	-6674.440	5289.301	-6425.044	-5110.057	-6288.830	-3889.221
SV012	-6481.070	5163.344	-6615.445	-5235.020	-6475.731	-3989.228
SV013	-6481.070	5163.344	-6615.445	-5235.020	-6475.731	-3989.228
SV014	-5230.951	4286.091	-6010.540	-4244.815	-5778.124	-3282.694
SV015	-5230.951	4286.091	-6010.540	-4244.815	-5778.124	-3282.694
SV016	-7353.613	5907.819	-6857.166	-5213.078	-6632.527	-3958.148
SV017	-7353.613	5907.819	-6857.166	-5213.078	-6632.527	-3958.148
SV018	-6416.402	5289.301	-6769.094	-5110.057	-6546.868	-3889.221
SV019	-6416.402	5289.301	-6769.094	-5110.057	-6546.868	-3889.221
SV020	-6223.032	5163.344	-6959.495	-5235.020	-6733.768	-3989.228
SV021	-6223.032	5163.344	-6959.495	-5235.020	-6733.768	-3989.228
SV022	-5583.241	4286.091	-5540.820	-4244.815	-5425.834	-3282.694
SV023	-7611.651	5907.819	-6513.115	-5213.078	-6374.489	-3958.148
SV024	-6674.440	5289.301	-6425.044	-5110.057	-6288.830	-3889.221
SV025	-6481.070	5163.344	-6615.445	-5235.020	-6475.731	-3989.228
SV026	-5230.951	4286.091	-6010.540	-4244.815	-5778.124	-3282.694

구 분	S7(절점19)		S8(절점20)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	-82.380	-2420.254	-34.955	-1246.370
SV002	-81.724	-2385.784	-34.955	-1229.115
SV003	-83.154	-2460.995	-34.955	-1266.755
SV004	-309.978	-2038.505	-152.385	-1055.285
SV005	-254.405	-2420.254	-120.967	-1246.371
SV006	-253.749	-2385.784	-120.967	-1229.116
SV007	-255.180	-2460.995	-120.967	-1266.755
SV008	-82.380	-2420.254	-34.955	-1246.370
SV009	-82.380	-2420.254	-34.955	-1246.370
SV010	-81.724	-2385.784	-34.955	-1229.115
SV011	-81.724	-2385.784	-34.955	-1229.115
SV012	-83.154	-2460.995	-34.955	-1266.755
SV013	-83.154	-2460.995	-34.955	-1266.755
SV014	-309.978	-2038.505	-152.385	-1055.285
SV015	-309.978	-2038.505	-152.385	-1055.285
SV016	-254.405	-2420.254	-120.967	-1246.371
SV017	-254.405	-2420.254	-120.967	-1246.371
SV018	-253.749	-2385.784	-120.967	-1229.116
SV019	-253.749	-2385.784	-120.967	-1229.116
SV020	-255.180	-2460.995	-120.967	-1266.755
SV021	-255.180	-2460.995	-120.967	-1266.755
SV022	-75.118	-2038.505	-34.955	-1055.284
SV023	-82.380	-2420.254	-34.955	-1246.370
SV024	-81.724	-2385.784	-34.955	-1229.115
SV025	-83.154	-2460.995	-34.955	-1266.755
SV026	-309.978	-2038.505	-152.385	-1055.285

7.3 계수하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 21 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-21947.107	-6090.157	0.000	-23405.425	-6053.639	-9.872	
UL002	-20108.399	-1499.133	0.000	-21566.717	-1462.614	-9.872	
UL003	-20107.889	667.392	0.000	-21566.208	703.910	-9.872	
UL004	-14766.460	2587.929	-607.262	-16224.778	9402.419	-646.160	
UL005	-19108.246	-1829.496	-381.725	-20566.564	2439.422	-406.110	
UL006	-17996.469	946.472	-381.725	-19454.788	5215.390	-406.110	
UL007	-17996.161	2256.464	-381.725	-19454.479	6525.382	-406.110	
UL008	-19108.246	-3797.004	0.000	-20566.564	-3760.485	-9.872	
UL009	-19108.246	-3797.004	0.000	-20566.564	-3760.485	-9.872	
UL010	-17996.469	-1021.035	0.000	-19454.788	-984.517	-9.872	
UL011	-17996.469	-1021.035	0.000	-19454.788	-984.517	-9.872	
UL012	-17996.161	288.956	0.000	-19454.479	325.475	-9.872	
UL013	-17996.161	288.956	0.000	-19454.479	325.475	-9.872	
UL014	-14198.519	2488.393	-583.906	-15600.748	9040.788	-621.308	
UL015	-14198.519	2488.393	-583.906	-15600.748	9040.788	-621.308	
UL016	-18373.314	-1759.131	-367.043	-19775.543	2345.598	-390.491	
UL017	-18373.314	-1759.131	-367.043	-19775.543	2345.598	-390.491	
UL018	-17304.298	910.070	-367.043	-18706.526	5014.798	-390.491	
UL019	-17304.298	910.070	-367.043	-18706.526	5014.798	-390.491	
UL020	-17304.001	2169.677	-367.043	-18706.230	6274.406	-390.491	
UL021	-17304.001	2169.677	-367.043	-18706.230	6274.406	-390.491	
UL022	-11358.815	5697.056	1432.000	-12480.598	20397.147	1487.406	
UL023	-19108.246	-3797.004	0.000	-20566.564	-3631.635	-39.642	
UL024	-17996.469	-1021.035	0.000	-19454.788	-855.666	-39.642	
UL025	-17996.161	288.956	0.000	-19454.479	454.325	-39.642	
UL026	-13630.578	2388.857	-560.550	-14976.718	8798.095	-623.935	

2) 교축직각방향(편심최대)

① 기둥 : 부재번호 21 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UE001	-18485.516	-6023.274	0.000	-19607.299	-5986.756	-9.872	
UE002	-16646.808	-1432.249	0.000	-17768.591	-1395.731	-9.872	
UE003	-16646.298	734.275	0.000	-17768.081	770.794	-9.872	
UE004	-11304.868	2654.812	-607.262	-12426.652	9469.302	-646.160	
UE005	-15646.655	-1762.613	-381.725	-16768.438	2506.305	-406.110	
UE006	-14534.878	1013.356	-381.725	-15656.661	5282.274	-406.110	
UE007	-14534.570	2323.347	-381.725	-15656.353	6592.265	-406.110	
UE008	-15646.655	-3730.120	0.000	-16768.438	-3693.602	-9.872	
UE009	-15646.655	-3730.120	0.000	-16768.438	-3693.602	-9.872	
UE010	-14534.878	-954.152	0.000	-15656.661	-917.634	-9.872	
UE011	-14534.878	-954.152	0.000	-15656.661	-917.634	-9.872	
UE012	-14534.570	355.840	0.000	-15656.353	392.358	-9.872	
UE013	-14534.570	355.840	0.000	-15656.353	392.358	-9.872	
UE014	-10736.928	2555.276	-583.906	-11802.622	9107.671	-621.308	
UE015	-10736.928	2555.276	-583.906	-11802.622	9107.671	-621.308	
UE016	-14911.723	-1692.247	-367.043	-15977.417	2412.481	-390.491	
UE017	-14911.723	-1692.247	-367.043	-15977.417	2412.481	-390.491	
UE018	-13842.706	976.953	-367.043	-14908.400	5081.682	-390.491	
UE019	-13842.706	976.953	-367.043	-14908.400	5081.682	-390.491	
UE020	-13842.410	2236.560	-367.043	-14908.104	6341.289	-390.491	
UE021	-13842.410	2236.560	-367.043	-14908.104	6341.289	-390.491	
UE022	-11358.815	1750.389	1432.000	-12480.598	6669.147	1487.406	
UE023	-15646.655	-3730.120	0.000	-16768.438	-3564.751	-39.642	
UE024	-14534.878	-954.152	0.000	-15656.661	-788.783	-39.642	
UE025	-14534.570	355.840	0.000	-15656.353	521.209	-39.642	
UE026	-10168.987	2455.741	-560.550	-11178.592	8864.979	-623.935	

3) 교축방향 (교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-21947.107	6.882	0.000	-23405.425	6.882	0.000	
ULB02	-20108.399	6.731	0.000	-21566.717	6.731	0.000	
ULB03	-20107.889	6.974	0.000	-21566.208	6.974	0.000	
ULB04	-14766.460	-234.595	107.599	-16224.778	-1616.217	136.625	
ULB05	-19108.246	-113.640	53.800	-20566.564	-804.451	68.312	
ULB06	-17996.469	-113.731	53.800	-19454.788	-804.542	68.312	
ULB07	-17996.161	-113.584	53.800	-19454.479	-804.395	68.312	
ULB08	-19108.246	6.063	0.000	-20566.564	6.063	0.000	
ULB09	-19108.246	6.063	0.000	-20566.564	6.063	0.000	
ULB10	-17996.469	5.972	0.000	-19454.788	5.972	0.000	
ULB11	-17996.469	5.972	0.000	-19454.788	5.972	0.000	
ULB12	-17996.161	6.119	0.000	-19454.479	6.119	0.000	
ULB13	-17996.161	6.119	0.000	-19454.479	6.119	0.000	
ULB14	-14198.519	-225.572	103.461	-15600.748	-1554.055	131.370	
ULB15	-14198.519	-225.572	103.461	-15600.748	-1554.055	131.370	
ULB16	-18373.314	-109.269	51.730	-19775.543	-773.511	65.685	
ULB17	-18373.314	-109.269	51.730	-19775.543	-773.511	65.685	
ULB18	-17304.298	-109.357	51.730	-18706.526	-773.598	65.685	
ULB19	-17304.298	-109.357	51.730	-18706.526	-773.598	65.685	
ULB20	-17304.001	-109.216	51.730	-18706.230	-773.457	65.685	
ULB21	-17304.001	-109.216	51.730	-18706.230	-773.457	65.685	
ULB22	-11358.815	1245.701	1560.000	-12480.598	17892.701	1645.000	
ULB23	-19108.246	6.063	0.000	-20566.564	6.063	0.000	
ULB24	-17996.469	5.972	0.000	-19454.788	5.972	0.000	
ULB25	-17996.161	6.119	0.000	-19454.479	6.119	0.000	
ULB26	-13630.578	-216.549	99.322	-14976.718	-1491.893	126.115	

4) 교축방향(편심최대) (교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UEB01	-18485.516	5.771	0.000	-19607.299	5.771	0.000	
UEB02	-16646.808	5.621	0.000	-17768.591	5.621	0.000	
UEB03	-16646.298	5.864	0.000	-17768.081	5.864	0.000	
UEB04	-11304.868	-235.706	107.599	-12426.652	-1617.328	136.625	
UEB05	-15646.655	-114.750	53.800	-16768.438	-805.561	68.312	
UEB06	-14534.878	-114.841	53.800	-15656.661	-805.652	68.312	
UEB07	-14534.570	-114.694	53.800	-15656.353	-805.506	68.312	
UEB08	-15646.655	4.953	0.000	-16768.438	4.953	0.000	
UEB09	-15646.655	4.953	0.000	-16768.438	4.953	0.000	
UEB10	-14534.878	4.862	0.000	-15656.661	4.862	0.000	
UEB11	-14534.878	4.862	0.000	-15656.661	4.862	0.000	
UEB12	-14534.570	5.009	0.000	-15656.353	5.009	0.000	
UEB13	-14534.570	5.009	0.000	-15656.353	5.009	0.000	
UEB14	-10736.928	-226.683	103.461	-11802.622	-1555.165	131.370	
UEB15	-10736.928	-226.683	103.461	-11802.622	-1555.165	131.370	
UEB16	-14911.723	-110.380	51.730	-15977.417	-774.621	65.685	
UEB17	-14911.723	-110.380	51.730	-15977.417	-774.621	65.685	
UEB18	-13842.706	-110.467	51.730	-14908.400	-774.709	65.685	
UEB19	-13842.706	-110.467	51.730	-14908.400	-774.709	65.685	
UEB20	-13842.410	-110.326	51.730	-14908.104	-774.567	65.685	
UEB21	-13842.410	-110.326	51.730	-14908.104	-774.567	65.685	
UEB22	-11358.815	417.701	1560.000	-12480.598	5966.701	1645.000	
UEB23	-15646.655	4.953	0.000	-16768.438	4.953	0.000	
UEB24	-14534.878	4.862	0.000	-15656.661	4.862	0.000	
UEB25	-14534.570	5.009	0.000	-15656.353	5.009	0.000	
UEB26	-10168.987	-217.660	99.322	-11178.592	-1493.003	126.115	

5) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재9, 절점9)		우측 (부재12, 절점13)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-25205.836	9396.092	-20631.339	-7922.673	
UL002	-21232.016	8066.279	-20118.160	-7701.178	
UL003	-20417.371	7795.471	-20920.318	-7969.848	
UL004	-15098.186	5909.377	-16107.999	-5840.907	
UL005	-21003.937	8017.623	-19048.893	-7099.649	
UL006	-18601.162	7213.550	-18738.599	-6965.722	
UL007	-18108.586	7049.806	-19223.624	-7128.174	
UL008	-21451.202	8017.623	-18601.627	-7099.649	
UL009	-21451.202	8017.623	-18601.627	-7099.649	
UL010	-19048.427	7213.550	-18291.333	-6965.722	
UL011	-19048.427	7213.550	-18291.333	-6965.722	
UL012	-18555.852	7049.806	-18776.359	-7128.174	
UL013	-18555.852	7049.806	-18776.359	-7128.174	
UL014	-14517.486	5682.093	-15488.461	-5616.257	
UL015	-14517.486	5682.093	-15488.461	-5616.257	
UL016	-20196.093	7709.253	-18316.243	-6826.586	
UL017	-20196.093	7709.253	-18316.243	-6826.586	
UL018	-17885.733	6936.106	-18017.883	-6697.809	
UL019	-17885.733	6936.106	-18017.883	-6697.809	
UL020	-17412.102	6778.660	-18484.254	-6854.013	
UL021	-17412.102	6778.660	-18484.254	-6854.013	
UL022	-12083.709	4545.675	-11921.048	-4493.006	
UL023	-21451.202	8017.623	-18601.627	-7099.649	
UL024	-19048.427	7213.550	-18291.333	-6965.722	
UL025	-18555.852	7049.806	-18776.359	-7128.174	
UL026	-13936.787	5454.810	-14868.922	-5391.607	

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	-64.286	2241.957	-118.137	4349.007	-11425.167	6930.165
UL002	-64.286	1842.624	-108.553	3551.089	-9439.936	5866.829
UL003	-64.286	1760.221	-106.575	3386.437	-9030.282	5649.296
UL004	88.373	1379.157	207.888	2625.484	-6831.697	4325.517
UL005	-64.286	1900.850	113.683	3667.614	-9506.218	5900.421
UL006	-64.286	1659.393	119.478	3185.152	-8305.846	5257.473
UL007	-64.286	1609.568	120.673	3085.595	-8058.148	5125.942
UL008	-64.286	1900.850	-109.950	3667.614	-9729.851	5900.421
UL009	-64.286	1900.850	-109.950	3667.614	-9729.851	5900.421
UL010	-64.286	1659.393	-104.155	3185.152	-8529.479	5257.473
UL011	-64.286	1659.393	-104.155	3185.152	-8529.479	5257.473
UL012	-64.286	1609.568	-102.959	3085.595	-8281.781	5125.942
UL013	-64.286	1609.568	-102.959	3085.595	-8281.781	5125.942
UL014	84.974	1326.113	199.893	2524.503	-6568.939	4159.151
UL015	84.974	1326.113	199.893	2524.503	-6568.939	4159.151
UL016	-61.813	1827.740	109.310	3526.552	-9140.594	5673.481
UL017	-61.813	1827.740	109.310	3526.552	-9140.594	5673.481
UL018	-61.813	1595.570	114.882	3062.646	-7986.390	5055.263
UL019	-61.813	1595.570	114.882	3062.646	-7986.390	5055.263
UL020	-61.813	1547.662	116.032	2966.918	-7748.219	4928.790
UL021	-61.813	1547.662	116.032	2966.918	-7748.219	4928.790
UL022	-49.451	1060.890	-74.946	2019.603	-5490.011	3327.321
UL023	-64.286	1900.850	-109.950	3667.614	-9729.851	5900.421
UL024	-64.286	1659.393	-104.155	3185.152	-8529.479	5257.473
UL025	-64.286	1609.568	-102.959	3085.595	-8281.781	5125.942
UL026	81.575	1273.068	191.897	2423.523	-6306.181	3992.785

구 분	S4(절점6)		S5(절점16)		S6(절점17)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	-11619.295	9058.634	-9293.501	-7600.025	-9093.192	-5719.728
UL002	-9604.291	7728.820	-9104.148	-7378.530	-8909.025	-5571.535
UL003	-9188.546	7458.012	-9513.509	-7647.200	-9310.862	-5786.550
UL004	-6800.236	5571.918	-7813.702	-5518.259	-7511.562	-4267.502
UL005	-9559.697	7680.165	-8914.315	-6777.001	-8622.285	-5145.592
UL006	-8341.323	6876.091	-8799.823	-6643.074	-8510.928	-5055.987
UL007	-8089.942	6712.347	-9047.344	-6805.526	-8753.899	-5185.996
UL008	-9895.146	7680.165	-8467.050	-6777.001	-8286.835	-5145.592
UL009	-9895.146	7680.165	-8467.050	-6777.001	-8286.835	-5145.592
UL010	-8676.772	6876.091	-8352.557	-6643.074	-8175.479	-5055.987
UL011	-8676.772	6876.091	-8352.557	-6643.074	-8175.479	-5055.987
UL012	-8425.391	6712.347	-8600.078	-6805.526	-8418.450	-5185.996
UL013	-8425.391	6712.347	-8600.078	-6805.526	-8418.450	-5185.996
UL014	-6538.688	5357.614	-7513.175	-5306.019	-7222.656	-4103.367
UL015	-6538.688	5357.614	-7513.175	-5306.019	-7222.656	-4103.367
UL016	-9192.017	7384.774	-8571.457	-6516.347	-8290.658	-4947.685
UL017	-9192.017	7384.774	-8571.457	-6516.347	-8290.658	-4947.685
UL018	-8020.502	6611.626	-8461.368	-6387.571	-8183.585	-4861.526
UL019	-8020.502	6611.626	-8461.368	-6387.571	-8183.585	-4861.526
UL020	-7778.790	6454.180	-8699.369	-6543.775	-8417.211	-4986.535
UL021	-7778.790	6454.180	-8699.369	-6543.775	-8417.211	-4986.535
UL022	-5583.241	4286.091	-5540.820	-4244.815	-5425.834	-3282.694
UL023	-9895.146	7680.165	-8467.050	-6777.001	-8286.835	-5145.592
UL024	-8676.772	6876.091	-8352.557	-6643.074	-8175.479	-5055.987
UL025	-8425.391	6712.347	-8600.078	-6805.526	-8418.450	-5185.996
UL026	-6277.141	5143.309	-7212.648	-5093.778	-6933.749	-3939.233

구 분	S7(절점19)		S8(절점20)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	-113.266	-3470.816	-45.441	-1782.705
UL002	-111.856	-3396.706	-45.441	-1745.606
UL003	-114.931	-3558.410	-45.441	-1826.530
UL004	-402.972	-2650.056	-198.100	-1371.870
UL005	-330.726	-3146.330	-157.257	-1620.282
UL006	-329.874	-3101.519	-157.257	-1597.850
UL007	-331.733	-3199.293	-157.257	-1646.781
UL008	-107.094	-3146.330	-45.441	-1620.282
UL009	-107.094	-3146.330	-45.441	-1620.282
UL010	-106.241	-3101.519	-45.441	-1597.850
UL011	-106.241	-3101.519	-45.441	-1597.850
UL012	-108.101	-3199.293	-45.441	-1646.781
UL013	-108.101	-3199.293	-45.441	-1646.781
UL014	-387.473	-2548.131	-190.481	-1319.106
UL015	-387.473	-2548.131	-190.481	-1319.106
UL016	-318.006	-3025.317	-151.209	-1557.963
UL017	-318.006	-3025.317	-151.209	-1557.963
UL018	-317.187	-2982.230	-151.209	-1536.394
UL019	-317.187	-2982.230	-151.209	-1536.394
UL020	-318.974	-3076.243	-151.209	-1583.443
UL021	-318.974	-3076.243	-151.209	-1583.443
UL022	-75.118	-2038.505	-34.955	-1055.284
UL023	-107.094	-3146.330	-45.441	-1620.282
UL024	-106.241	-3101.519	-45.441	-1597.850
UL025	-108.101	-3199.293	-45.441	-1646.781
UL026	-371.974	-2446.206	-182.861	-1266.341

8. 두부보 설계

8.1 내민보의 설계 : 좌측 (절점 9)

1) 내민길이의 산정

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

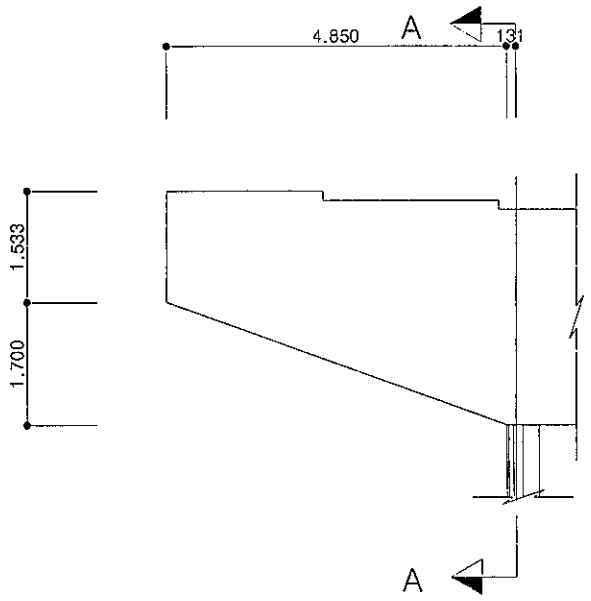
① 기둥의 단면적

$A = \pi \times 2.300^2 / 4 = 4.155\ m^2$

② 치환단면의 한변길이

$L = \sqrt{4.155} = 2.038\ m$

☞ 위험단면은 기둥끝단으로부터 0.131m(= 1.150 - 2.038/2)에 위치한다.



2) 브래킷 판정

① 위험단면에서의 작용력 : 『단면력 집계』 참조

Vu = 9396.092 kN - "ULO-01"

Mu = 25205.836 kN.m

Nu = 0.000 kN

② 브래킷 판정

a = 25205.836 / 9396.092 = 2.683 m

d = 2.750 - 0.150 = 2.600 m

a/d = 2.683 / 2.600 = 1.032 > 1.0 ∴ 캔틸레버보로 검토

3) 외측빔 검토 : 켄틸레버보로 검토

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2500.0	2750.0	2600.0	100.0	25205.8	9396.1

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 31768.000 x 400.00 = 12707200.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 2500.000 = 57375.000 x a

T = C 이므로, a = 221.476 mm, c = 221.476 / β1 = 221.476 / 0.85 = 260.560 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2650.05 - 260.560) / 260.560 = 0.02751

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 29695.073 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 31768.0 mm² (철근도심 : 150.0 mm) , [사용률 = 1.070]

1단 : H32 - 20.0 EA (= 15884.0 mm²)

2단 : H32 - 20.0 EA (= 15884.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00489

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 221.476 mm

ΦMn = 0.85 x 31768.000 x 400 x (2600.05 - a/2) = 26887.335 kN.m

≥ Mu (= 25205.836 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.067]

* 전단에 대한 검토 (d = 2600.05 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2500.00 x 2600.05 = 4503.415 kN

< Vu (= 9396.092 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (9396.092-4503.415) x 150.00 / (400x2600.05xΦ) x 1000 = 882.077 mm²

Av_min1 = 0.0625 x √27.0 x 2500.0 x 150.0 / 400.0 = 304.462 mm²

Av_min2 = 0.35 x 2500.0 x 150.0 / 400.0 = 328.125 mm²

Av_min = 328.125 mm² (Av_min1,Av_min2중 큰 값을 사용)

Av_use = 1719.000 mm² (H19-6.0 EA, C.T.C 150 mm) → 최소 전단철근 만족

Vs = 1719.000 x 400.0 x 2600.05 / 150.00 x 1000 = 11918.620 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 2500.00 x 2600.05 x 1000 = 22517.076 kN ≥ 11918.620 kN ∴ O.K

s = 150.000 ≤ 300.000 (d/4, 300 mm) 콘.설 7.4.2 ∴ O.K

ΦVn = 0.80 x (5629.269 + 11918.620) = 14038.311 kN ≥ 9396.092 kN ∴ 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 = 2.7 < 2d(=5.300) ∴ 깊은 보로 전단설계

- a/2 = 1.341 m (< d = 2.650 m) L 위험단면 위치
- Vu = 9088.474 kN - "ULO-01

부재번호 : 6 (I단 : 절점6, J단 : 절점7) 부재길이(L) : 1.223 m

Vui = 9058.634 kN (I단), Vuj = 9335.723 kN (J단)

검토위치(Lc) = 3.640 m (두부보 좌측단에서의 거리)

Vu = Vui + (Vuj - Vui)/L x (Lc - I단 좌표)

= 9058.634 + (9335.723 - 9058.634)/1.223 x (3.640 - 3.508)

= 9088.474 kN

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2500.0	5365.2	2600.0	9088.5	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 2500.00 x 2600.05

= 22517.076 kN ≥ Vu(= 9088.474 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2500.00 x 2600.05 = 4503.415 kN

< Vu (= 9088.474 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=937.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 200.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=750.000 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 9699.644 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (9699.644 + 5629.269)

= 12263.130 kN ≥ Vu(= 9088.474 kN) ∴ O.K

5) 수평력에 의한 검토

- 교축방향 지진시 수평력과 두부보관성력으로 교축방향 모멘트를 산정

→ 두부보자중에의한 관성력 산정 : 설계수평진도 (Kh = 0.154 x 1.000 = 0.154)

w1 = 1.533 x 4.981 x 2.500 x 25.000 x 0.154 = 73.495 kN

w2 = 1.700 x (4.981-0.131) / 2 x 2.500 x 25.000 x 0.154 = 39.679 kN

w3 = 1.700 x (4.981-4.850) x 2.500 x 25.000 x 0.154 = 2.143 kN

Vc = 73.495 + 39.679 + 2.143 = 115.318 kN

Mc = 73.495 x 2.490 + 39.679 x 1.748 + 2.143 x 0.066 = 252.526 kN.m

Vu = 145.440 x sin 87.81 + 130.550 x cos 87.81 +
144.090 x sin 87.81 + 130.730 x cos 87.81 +
145.400 x sin 87.81 + 129.280 x cos 87.81 +
144.050 x sin 87.81 + 129.480 x cos 87.81 +
115.318(Vc)
= 713.714 kN

Mu = 145.440 x sin 87.81 x 4.001 + 130.550 x cos 87.81 x 4.001 +
144.090 x sin 87.81 x 1.501 + 130.730 x cos 87.81 x 1.501 +
145.400 x sin 87.81 x 3.977 + 129.280 x cos 87.81 x 3.977 +
144.050 x sin 87.81 x 1.473 + 129.480 x cos 87.81 x 1.473 +
252.526(Mc)
= 1894.318 kN.m

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2750.0	2500.0	2400.0	100.0	1894.3	713.7

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5820.600 x 400.00 = 2328240.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 2750.048 = 63113.602 x a

T = C 이므로, a = 36.890 mm, c = 36.890 / β1 = 36.890 / 0.85 = 43.400 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2400.00 - 43.400) / 43.400 = 0.16290

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2328.628 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5820.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 2.500]

1단 : H19 - 12.0 EA, H32 - 3.0 EA (= 5820.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00088

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 36.890 mm

ΦMn = 0.85 x 5820.600 x 400 x (2400.00 - a/2) = 4713.107 kN.m

≥ Mu (= 1894.318 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.488]

* 전단에 대한 검토 (d = 2400.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2750.05 x 2400.00 = 4572.694 kN

ΦVc/2 ≥ Vu (= 713.714 kN) , 전단보강 불필요.

6) 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 16500.925 x 1000000 / [31768.000 x (2600.048 - 596.953/3)]

= 216.329 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x31768.000/2500.0 + 7x31768.000/2500.0 x √[(1 + 2x2500.0x2600.0/(7x31768.000)]

= 596.953 mm

사용철근량 = 31768.0 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H32 - 20.0 EA (= 15884.0 mm²)

2단 : H32 - 20.0 EA (= 15884.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 216.33) - 2.5 x 84.00 = 154.03 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 216.33) = 291.22 mm

Sa는 작은 값인 154.03 mm 를 적용

S = 2500.00 / 20.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 154.03 mm) ∴ O.K

7) 수평력 검토에 의한 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1894.318 x 1000000 / [5820.600 x (2400.000 - 252.271/3)]

= 140.528 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x5820.600/2750.0 + 7x5820.600/2750.0 x √[(1 + 2x2750.0x2400.0/(7x5820.600)]

= 252.271 mm

사용철근량 = 5820.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H19 - 12.0 EA, H32 - 3.0 EA (= 5820.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 140.53) - 2.5 x 84.00 = 350.39 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 140.53) = 448.31 mm

Sa는 작은 값인 350.39 mm 를 적용

S = 2750.05 / 15.0 EA = 183.34 ≤ Sa (= 350.39 mm) ∴ O.K

8.2 내민보의 설계 : 우측 (절점 13)

1) 내민길이의 산정

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

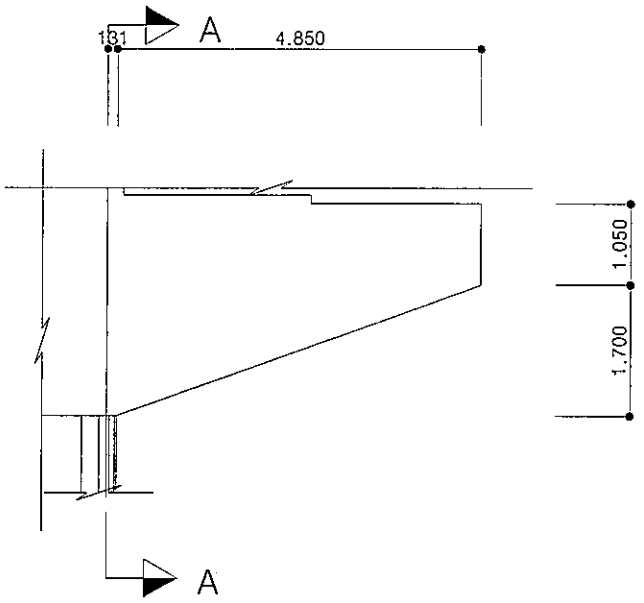
① 기둥의 단면적

$A = \pi \times 2.300^2 / 4 = 4.155\ m^2$

② 치환단면의 한변길이

$L = \sqrt{4.155} = 2.038\ m$

☞ 위험단면은 기둥끝단으로부터 0.131m(= 1.150 - 2.038/2)에 위치한다.



2) 브래킷 판정

① 위험단면에서의 작용력 : 『단면력 집계』 참조

Vu = 7969.848 kN - "ULO-03"

Mu = 20920.318 kN.m

Nu = 0.000 kN

② 브래킷 판정

a = 20920.318 / 7969.848 = 2.625 m

d = 2.750 - 0.150 = 2.600 m

a/d = 2.625 / 2.600 = 1.010 > 1.0 ∴ 캔틸레버보로 검토

3) 외측빔 검토 : 캔틸레버보로 검토

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2500.0	2750.0	2600.0	100.0	20920.3	7969.8

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 31768.000 x 400.00 = 12707200.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 2500.000 = 57375.000 x a

T = C 이므로, a = 221.476 mm, c = 221.476 / β1 = 221.476 / 0.85 = 260.560 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2650.05 - 260.560) / 260.560 = 0.02751

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 24467.706 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 31768.0 mm² (철근도심 : 150.0 mm) , [사용률 = 1.298]

1단 : H32 - 20.0 EA (= 15884.0 mm²)

2단 : H32 - 20.0 EA (= 15884.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00489

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 221.476 mm

ΦMn = 0.85 x 31768.000 x 400 x (2600.05 - a/2) = 26887.335 kN.m

≥ Mu (= 20920.318 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.285]

* 전단에 대한 검토 (d = 2600.05 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2500.00 x 2600.05 = 4503.415 kN

< Vu (= 7969.848 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (7969.848-4503.415) x 150.00 / (400x2600.05xΦ) x 1000 = 624.946 mm²

Av_min1 = 0.0625 x √27.0 x 2500.0 x 150.0 / 400.0 = 304.462 mm²

Av_min2 = 0.35 x 2500.0 x 150.0 / 400.0 = 328.125 mm²

Av_min = 328.125 mm² (Av_min1,Av_min2중 큰 값을 사용)

Av_use = 1719.000 mm² (H19-6.0 EA, C.T.C 150 mm) → 최소 전단철근 만족

Vs = 1719.000 x 400.0 x 2600.05 / 150.00 x 1000 = 11918.620 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 2500.00 x 2600.05 x 1000 = 22517.076 kN ≥ 11918.620 kN ∴ O.K

s = 150.000 ≤ 300.000 (d/4, 300 mm) 콘.설 7.4.2 ∴ O.K

ΦVn = 0.80 x (5629.269 + 11918.620) = 14038.311 kN ≥ 7969.848 kN ∴ 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 = 2.6 < 2d(=5.300) ∴ 깊은 보로 전단설계

- a/2 = 1.312 m (< d = 2.650 m) L 위험단면 위치
- Vu = 7679.664 kN - "ULC-03

부재번호 : 15 (I단 : 절점15, J단 : 절점16) 부재길이(L) : 1.250 m

Vui = -7918.575 kN (I단), Vuj = -7647.200 kN (J단)

검토위치(Lc) = 8.331 m (두부보 좌측단에서의 거리)

Vu = Vui + (Vuj - Vui)/L x (Lc - I단 좌표)

= -7918.575 + (-7647.200 - -7918.575)/1.250 x (8.331 - 7.231)

= -7679.664 kN

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2500.0	5249.9	2600.0	7679.7	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 2500.00 x 2600.05

= 22517.076 kN ≥ Vu(= 7679.664 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2500.00 x 2600.05 = 4503.415 kN

< Vu (= 7679.664 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=937.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 200.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=750.000 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 9688.632 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (9688.632 + 5629.269)

= 12254.321 kN ≥ Vu(= 7679.664 kN) ∴ O.K

5) 수평력에 의한 검토

- 교축방향 지진시 수평력과 두부보관성력으로 교축방향 모멘트를 산정

→ 두부보자중에의한 관성력 산정 : 설계수평진도 (Kh = 0.154 x 1.000 = 0.154)

w1 = 1.533 x 4.981 x 2.500 x 25.000 x 0.154 = 73.495 kN

w2 = 1.700 x (4.981-0.131) / 2 x 2.500 x 25.000 x 0.154 = 39.679 kN

w3 = 1.700 x (4.981-4.850) x 2.500 x 25.000 x 0.154 = 2.143 kN

Vc = 73.495 + 39.679 + 2.143 = 115.318 kN

Mc = 73.495 x 2.490 + 39.679 x 1.748 + 2.143 x 0.066 = 252.526 kN.m

Vu = 142.780 x sin 87.81 + 130.960 x cos 87.81 +
143.500 x sin 87.81 + 131.020 x cos 87.81 +
142.780 x sin 87.81 + 129.730 x cos 87.81 +
143.510 x sin 87.81 + 129.780 x cos 87.81 +
115.318(Vc)
= 707.364 kN

Mu = 142.780 x sin 87.81 x 1.462 + 130.960 x cos 87.81 x 1.462 +
143.500 x sin 87.81 x 3.963 + 131.020 x cos 87.81 x 3.963 +
142.780 x sin 87.81 x 1.497 + 129.730 x cos 87.81 x 1.497 +
143.510 x sin 87.81 x 4.001 + 129.780 x cos 87.81 x 4.001 +
252.526(Mc)
= 1871.087 kN.m

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2750.0	2500.0	2400.0	100.0	1871.1	707.4

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5820.600 x 400.00 = 2328240.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 2750.048 = 63113.602 x a

T = C 이므로, a = 36.890 mm, c = 36.890 / β1 = 36.890 / 0.85 = 43.400 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2400.00 - 43.400) / 43.400 = 0.16290

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2299.983 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5820.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 2.531]

1단 : H19 - 12.0 EA, H32 - 3.0 EA (= 5820.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00088

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

. a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 36.890 mm

ΦMn = 0.85 x 5820.600 x 400 x (2400.00 - a/2) = 4713.107 kN.m

≥ Mu (= 1871.087 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.519]

* 전단에 대한 검토 (d = 2400.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2750.05 x 2400.00 = 4572.694 kN

ΦVc/2 ≥ Vu (= 707.364 kN) , 전단보강 불필요.

6) 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 14787.403 x 1000000 / [31768.000 x (2600.048 - 596.953/3)]

= 193.865 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x31768.000/2500.0 + 7x31768.000/2500.0 x √[(1 + 2x2500.0x2600.0/(7x31768.000)]

= 596.953 mm

사용철근량 = 31768.0 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H32 - 20.0 EA (= 15884.0 mm²)

2단 : H32 - 20.0 EA (= 15884.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 193.86) - 2.5 x 84.00 = 196.21 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 193.86) = 324.97 mm

Sa는 작은 값인 196.21 mm 를 적용

S = 2500.00 / 20.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 196.21 mm) ∴ O.K

7) 수평력 검토에 의한 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1871.087 x 1000000 / [5820.600 x (2400.000 - 252.271/3)]

= 138.805 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x5820.600/2750.0 + 7x5820.600/2750.0 x √[(1 + 2x2750.0x2400.0/(7x5820.600)]

= 252.271 mm

사용철근량 = 5820.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H19 - 12.0 EA, H32 - 3.0 EA (= 5820.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 138.80) - 2.5 x 84.00 = 357.34 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 138.80) = 453.87 mm

Sa는 작은 값인 357.34 mm 를 적용

S = 2750.05 / 15.0 EA = 183.34 ≤ Sa (= 357.34 mm) ∴ 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 = 0.029 (64.29/2241.96) < 2d(=3.553) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2500.0	5365.2	1726.5	2242.0	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d
= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 2500.00 x 1726.51
= 14951.973 kN ≥ Vu(= 2241.957 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d
= 0.80 x 1/6 x √27 x 2500.00 x 1726.51 = 2990.395 kN
≥ Vu (= 2241.957 kN) , 전단보강 불필요.

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 49.451 x 1000000 / [31768.000 x (1726.505 - 472.351/3)]
= 0.992 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x31768.000/2500.0 + 7x31768.000/2500.0 x √[(1 + 2x2500.0x1726.5/(7x31768.000)]
= 472.351 mm

사용철근량 = 31768.0 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H32 - 20.0 EA (= 15884.0 mm²)
2단 : H32 - 20.0 EA (= 15884.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 0.99) - 2.5 x 84.00 = 79169.26 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 0.99) = 63503.41 mm
Sa는 작은 값인 63503.41 mm 를 적용
S = 2500.00 / 20.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 63503.41 mm) ∴ O.K

2) 받침위치2(교량받침6) : UL0-01(절점 3)

: 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 = 0.027 (118.14/4349.01) < 2d(=3.570) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2500.0	5365.2	1734.9	4349.0	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 2500.00 x 1734.92

= 15024.827 kN ≥ Vu(= 4349.007 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2500.00 x 1734.92 = 3004.965 kN

< Vu (= 4349.007 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=937.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 200.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=750.000 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 6642.705 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (6642.705 + 3756.207)

= 8319.129 kN ≥ Vu(= 4349.007 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 87.448 x 1000000 / [31768.000 x (1734.918 - 473.682/3)]

= 1.746 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x31768.000/2500.0 + 7x31768.000/2500.0 x √[(1 + 2x2500.0x1734.9/(7x31768.000)]

= 473.682 mm

사용철근량 = 31768.0 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H32 - 20.0 EA (= 15884.0 mm²)

2단 : H32 - 20.0 EA (= 15884.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 1.75) - 2.5 x 84.00 = 44905.72 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 1.75) = 36092.58 mm

Sa는 작은 값인 36092.58 mm 를 적용

S = 2500.00 / 20.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 36092.58 mm) ∴ O.K

3) 받침위치3(교량받침2) : UL0-01(절점 5)

: 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 = 1.649 (11425.17/6930.16) < 2d(=5.055) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2500.0	5365.2	2477.3	6930.2	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 2500.00 x 2477.28

= 21453.898 kN ≥ Vu(= 6930.165 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2500.00 x 2477.28 = 4290.780 kN

< Vu (= 6930.165 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=937.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 200.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=750.000 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 9265.853 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (9265.853 + 5363.475)

= 11703.462 kN ≥ Vu(= 6930.165 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 7484.501 x 1000000 / [31768.000 x (2477.283 - 580.843/3)]

= 103.167 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x31768.000/2500.0 + 7x31768.000/2500.0 x √[(1 + 2x2500.0x2477.3/(7x31768.000)]

= 580.843 mm

사용철근량 = 31768.0 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H32 - 20.0 EA (= 15884.0 mm²)

2단 : H32 - 20.0 EA (= 15884.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 103.17) - 2.5 x 84.00 = 553.33 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 103.17) = 610.66 mm
Sa는 작은 값인 553.33 mm 를 적용
S = 2500.00 / 20.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 553.33 mm) ∴ O.K

4) 받침위치4(교량받침7) : ULO-01(절점 6)

: 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 = 1.283 (11619.30/9058.63) < 2d(=5.074) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2500.0	5365.2	2487.1	9058.6	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토
ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d
= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 2500.00 x 2487.10
= 21538.894 kN ≥ Vu(= 9058.634 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도
ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d
= 0.80 x 1/6 x √27 x 2500.00 x 2487.10 = 4307.779 kN
< Vu (= 9058.634 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도
ⓐ 수직 전단철근
s = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K
Av = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=937.500 mm²) ∴ O.K
ⓑ 수평 전단철근
sh = 200.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K
Avh = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=750.000 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 9300.532 kN

* 설계 전단강도
ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (9300.532 + 5384.723)
= 11748.205 kN ≥ Vu(= 9058.634 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토
① 응력 산정
fs = M / [As x (d - χ/3)] = 7611.651 x 1000000 / [31768.000 x (2487.097 - 582.145/3)]
= 104.490 MPa
χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x31768.000/2500.0 + 7x31768.000/2500.0 x √[(1 + 2x2500.0x2487.1/(7x31768.000)]
= 582.145 mm
사용철근량 = 31768.0 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H32 - 20.0 EA (= 15884.0 mm²)
2단 : H32 - 20.0 EA (= 15884.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 104.49) - 2.5 x 84.00 = 543.66 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 104.49) = 602.93 mm

Sa는 작은 값인 543.66 mm 를 적용

S = 2500.00 / 20.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 543.66 mm) ∴ O.K

5) 받침위치5(교량받침4) : UL0-03(절점 16)

: 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 = 1.244 (9513.51/7647.20) < 2d(=4.580) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2500.0	5249.9	2239.9	7647.2	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 2500.00 x 2239.93

= 19398.336 kN ≥ Vu(= 7647.200 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2500.00 x 2239.93 = 3879.667 kN

< Vu (= 7647.200 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=937.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 200.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=750.000 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 8416.144 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (8416.144 + 4849.584)

= 10612.582 kN ≥ Vu(= 7647.200 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 6959.495 x 1000000 / [31768.000 x (2239.927 - 548.542/3)]

= 106.497 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x31768.000/2500.0 + 7x31768.000/2500.0 x √[(1 + 2x2500.0x2239.9/(7x31768.000)]
= 548.542 mm
사용철근량 = 31768.0 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H32 - 20.0 EA (= 15884.0 mm²)
2단 : H32 - 20.0 EA (= 15884.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격
Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 106.50) - 2.5 x 84.00 = 529.46 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 106.50) = 591.57 mm
Sa는 작은 값인 529.46 mm 를 적용
S = 2500.00 / 20.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 529.46 mm) ∴ O.K

6) 받침위치6(교량받침9) : ULO-03(절점 17)
: 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 = 1.609 (9310.86/5786.55) < 2d(=4.555) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2500.0	5249.9	2227.7	5786.6	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토
ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d
= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 2500.00 x 2227.66
= 19292.092 kN ≥ Vu(= 5786.550 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도
ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d
= 0.80 x 1/6 x √27 x 2500.00 x 2227.66 = 3858.418 kN
< Vu (= 5786.550 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도
ⓐ 수직 전단철근
s = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K
Av = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=937.500 mm²) ∴ O.K
ⓑ 수평 전단철근
sh = 200.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K
Avh = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=750.000 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 8372.795 kN

* 설계 전단강도
ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (8372.795 + 4823.023)
= 10556.654 kN ≥ Vu(= 5786.550 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 6733.768 x 1000000 / [31768.000 x (2227.659 - 546.828/3)]
= 103.632 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x31768.000/2500.0 + 7x31768.000/2500.0 x √[(1 + 2x2500.0x2227.7/(7x31768.000)]
= 546.828 mm

사용철근량 = 31768.0 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H32 - 20.0 EA (= 15884.0 mm²)
2단 : H32 - 20.0 EA (= 15884.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 103.63) - 2.5 x 84.00 = 549.90 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 103.63) = 607.92 mm
Sa는 작은 값인 549.90 mm 를 적용
S = 2500.00 / 20.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 549.90 mm) ∴ O.K

7) 받침위치7(교량받침5) : ULO-03(절점 19)

: 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 = 0.032 (114.93/3558.41) < 2d(=2.614) ∴ 깊은 보로 전단설계

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 255.180 x 1000000 / [31768.000 x (1256.873 - 392.205/3)]
= 7.133 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x31768.000/2500.0 + 7x31768.000/2500.0 x √[(1 + 2x2500.0x1256.9/(7x31768.000)]
= 392.205 mm

사용철근량 = 31768.0 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H32 - 20.0 EA (= 15884.0 mm²)
2단 : H32 - 20.0 EA (= 15884.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 7.13) - 2.5 x 84.00 = 10830.43 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 7.13) = 8832.35 mm
Sa는 작은 값인 8832.35 mm 를 적용
S = 2500.00 / 20.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 8832.35 mm) ∴ O.K

8) 받침위치8(교량받침10) : UL0-03(절점 20)

: 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 = 0.025 (45.44/1826.53) < 2d(=2.587) ∴ 깊은 보로 전단설계

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 120.967 x 1000000 / [31768.000 x (1243.553 - 389.737/3)]

= 3.419 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x31768.000/2500.0 + 7x31768.000/2500.0 x √[(1 + 2x2500.0x1243.6/(7x31768.000)]

= 389.737 mm

사용철근량 = 31768.0 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H32 - 20.0 EA (= 15884.0 mm²)

2단 : H32 - 20.0 EA (= 15884.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 3.42) - 2.5 x 84.00 = 22821.28 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 3.42) = 18425.03 mm

Sa는 작은 값인 18425.03 mm 를 적용

S = 2500.00 / 20.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 18425.03 mm) ∴ 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	-16458.546	-23405.425	6053.639	6090.157	-9.872	-0.01311	축력최대
UL004	-16458.546	-16224.778	2587.929	9402.419	-646.160	0.01473	모멘트최대
UL022	-12660.420	-12480.598	5697.056	20397.147	1487.406	0.03134	탄성설계
UL022	-12660.420	-12480.598	1750.389	6669.147	1487.406	0.03134	소성설계
UE026	-11394.378	-11178.592	2455.741	8864.979	-623.935	0.01382	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	0.010	0.060	O.K	57735.218	23405.425	6090.157	2.467	O.K
모멘트최대	0.005	0.010	0.060	O.K	36790.309	16224.778	9673.271	2.268	O.K
탄성설계	0.005	0.010	0.060	O.K	14941.692	12480.598	20813.415	1.197	O.K
편심최대	0.005	0.010	0.060	O.K	31747.334	11178.592	9036.676	2.840	O.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 21, UL001)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=90.000도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2188.884	23405.425	6090.157	260.203

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 23405.425 x -0.01311 / (-9.872 x 13.025)

= 2.386

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 13.025 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 14.033 / 0.575

= 51.251 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.575 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 14.033 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 2.386)

= 1.000

※ Q가 0.6을 초과하므로 강성을 키워야 합니다. 『콘크리트 구조설계기준』 6.5.4 (6)

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.000 x 6053.639

= 6053.639 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.000 x 6090.157

= 6090.157 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 41032.60 mm² , Puse = 0.00988

- 1단 : H22 - 53EA (As=20516.300 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H22 - 53EA (As=20516.300 mm²), d2 = 122.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0099) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1550849.788 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1320.000 mm, ab = k1 x cb = 1122.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2000026.515 = 45900.609 kN, ∑Csi = 6297.734 kN, ∑Tsi = 4743.091 kN

Pb = 45900.609 + 6297.734 - 4743.091 = 47455.252 kN

Mb = Cc x 1067.346 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 32026.636 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 674.881 mm, e = Mu/Pu = 260.203 mm)

⑩ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1970.333 mm, a = k1 x c = 1674.783 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 3241214.792 = 74385.879 kN

∑Csi = 8473.543 kN, ∑Tsi = 380.540 kN

Pn = 74385.879 + 8473.543 - 380.540 = 82478.883 kN

Mn = Cc x 1057.829 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 21460.571 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=260.195) | = 0.0081 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

⑪ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 1970.333 mm, a = k1 x c = 1674.783 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-1970.33) / 1970.33 = 0.00035

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

⑫ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 88658.399 kN ≥ Pn = 82478.883 kN

ΦPn = 0.70 x 82478.883 = 57735.218 kN ≥ Pu = 23405.425 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.260 = 15022.865 kN.m ≥ Mu = 6090.157 kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 21, UL004)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, Θ=90.000도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2188.884	16224.778	9673.271	596.204

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 16224.778 x 0.01473 / (-646.160 x 13.025)

= 0.028

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 13.025 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 14.033 / 0.575

= 51.251 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.575 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 14.033 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.028)

= 1.029

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s
= 0.000 + 1.029 x 2587.929
= 2662.478 kN.m
M2 = M2ns + δs x M2s
= 0.000 + 1.029 x 9402.419
= 9673.271 kN.m

㉤ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 41032.60 mm² , Puse = 0.00988
- 1단 : H22 - 53EA (As=20516.300 mm²), d1 = 100.000 mm
- 2단 : H22 - 53EA (As=20516.300 mm²), d2 = 122.000 mm
ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0099) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K
ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1075058.177 mm²
Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉥ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1320.000 mm, ab = k1 x cb = 1122.000 mm
Cc = 0.85 x 27.0 x 2000026.515 = 45900.609 kN, ∑Csi = 6297.734 kN, ∑Tsi = 4743.091 kN
Pb = 45900.609 + 6297.734 - 4743.091 = 47455.252 kN
Mb = Cc x 1067.346 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 32026.636 kN.m
eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 674.881 mm, e = Mu/Pu = 596.204 mm)

㉦ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1399.490 mm, a = k1 x c = 1189.566 mm 를 사용.
Cc = 0.85 x 27.0 x 2168447.323 = 49765.866 kN
∑Csi = 6582.983 kN, ∑Tsi = 3791.265 kN
Pn = 49765.866 + 6582.983 - 3791.265 = 52557.584 kN
Mn = Cc x 1061.577 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 31334.973 kN.m
- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=596.203) | = 0.0009 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉧ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm
c = 1399.490 mm, a = k1 x c = 1189.566 mm
εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020
εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-1399.49) / 1399.49 = 0.00172
εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉨ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 88658.399 kN ≥ Pn = 52557.584 kN
ΦPn = 0.70 x 52557.584 = 36790.309 kN ≥ Pu = 16224.778 kN ∴ O.K
ΦMn = ΦPn x 0.596 = 21934.513 kN.m ≥ Mu = 9673.271 kN.m ∴ O.K

③ 탄성설계 : (부재 21, UL022)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=1.00, Θ=90.000도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2188.884	12480.598	20813.415	1667.662

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 12480.598 x 0.03134 / (1487.406 x 13.025)

= 0.020

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 13.025 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 14.033 / 0.575

= 51.251 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.575 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 14.033 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.020)

= 1.020

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.020 x 5697.056

= 5813.322 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.020 x 20397.147

= 20813.415 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 ㎟ , Ast = 41032.60 ㎟ , Puse = 0.00988

- 1단 : H22 - 53EA (As=20516.300 ㎟), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H22 - 53EA (As=20516.300 ㎟), d2 = 122.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0099) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 826967.798 ㎟

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 ㎟)이어야 하므로 2077378.142 ㎟ 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1320.000 mm, ab = k1 x cb = 1122.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2000026.515 = 45900.609 kN, ∑Csi = 6297.734 kN, ∑Tsi = 4743.091 kN

Pb = 45900.609 + 6297.734 - 4743.091 = 47455.252 kN

Mb = Cc x 1067.346 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 32026.636 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 674.881 mm, e = Mu/Pu = 1667.662 mm)

㈐ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 712.108 mm, a = k1 x c = 605.292 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 873144.230 = 20038.660 kN

∑Csi = 4133.312 kN, ∑Tsi = 9230.280 kN

Pn = 20038.660 + 4133.312 - 9230.280 = 14941.692 kN

Mn = Cc x 1095.941 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 24917.668 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1667.660) | = 0.0013 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈑ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 88658.399 kN ≥ Pn = 14941.692 kN

ΦPn = 1.00 x 14941.692 = 14941.692 kN ≥ Pu = 12480.598 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.668 = 24917.688 kN.m ≥ Mu = 20813.415 kN.m ∴ O.K

④ 편심최대 : (부재 21, UE026)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=90.000도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2188.884	11178.592	9036.676	808.391

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 11178.592 x 0.01382 / (-623.935 x 13.025)

= 0.019

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 13.025 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 14.033 / 0.575

= 51.251 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.575 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 14.033 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.019)

= 1.019

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.019 x 2455.741

= 2503.304 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.019 x 8864.979

= 9036.676 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 41032.60 mm² , Puse = 0.00988

- 1단 : H22 - 53EA (As=20516.300 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H22 - 53EA (As=20516.300 mm²), d2 = 122.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0099) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 740696.528 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1320.000 mm, ab = k1 x cb = 1122.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2000026.515 = 45900.609 kN, ∑Csi = 6297.734 kN, ∑Tsi = 4743.091 kN

Pb = 45900.609 + 6297.734 - 4743.091 = 47455.252 kN

Mb = Cc x 1067.346 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 32026.636 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 674.881 mm, e = Mu/Pu = 808.391 mm)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1176.943 mm, a = k1 x c = 1000.402 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1734340.109 = 39803.106 kN

∑Csi = 5844.864 kN, ∑Tsi = 5963.802 kN

Pn = 39803.106 + 5844.864 - 5963.802 = 39684.167 kN

Mn = Cc x 1070.081 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 32080.055 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=808.384) | = 0.0070 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉳ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 1176.943 mm, a = k1 x c = 1000.402 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-1176.94) / 1176.94 = 0.00261

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.80 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.700) / (0.00500-0.00200) = 0.800

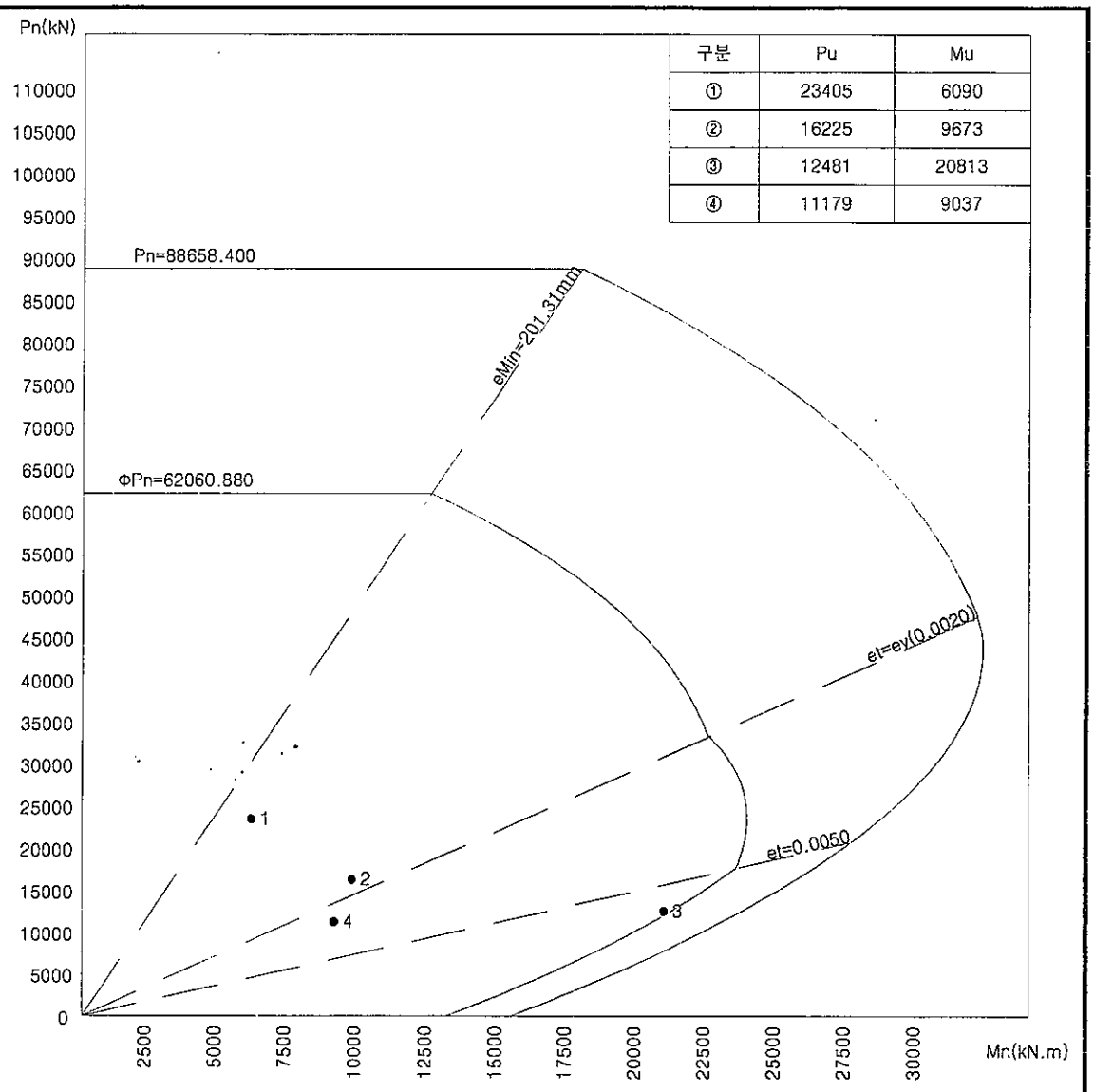
㉴ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 88658.399 kN ≥ Pn = 39684.167 kN

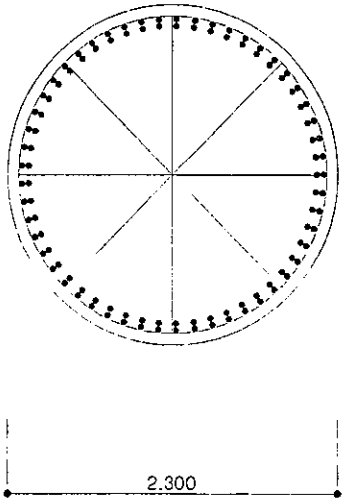
ΦPn = 0.80 x 39684.167 = 31747.334 kN ≥ Pu = 11178.592 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.808 = 25664.267 kN.m ≥ Mu = 9036.676 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	23405	6090
②	16225	9673
③	12481	20813
④	11179	9037



▣ 단면제원

R = 1150.000 mm
D = 2188.884 mm
Ag = 4154756.284 mm²
Aeff = 2077378.142 mm²

▣ 사용 철근

Ast = 41032.600 mm²
Puse = 0.00988
1단 : H22-53Ea
2단 : H22-53Ea

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	-16458.546	-23405.425	6.882	6.882	0.000	-0.00001	축력최대
ULB04	-16458.546	-16224.778	234.595	1616.217	136.625	0.00232	모멘트최대
ULB22	-12660.420	-12480.598	1245.701	17892.701	1645.000	0.02419	탄성설계
ULB22	-12660.420	-12480.598	417.701	5966.701	1645.000	0.02419	소성설계
UEB26	-11394.378	-11178.592	217.660	1493.003	126.115	0.00214	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	0.010	0.060	O.K	62060.879	23405.425	6.882	2.652	O.K
모멘트최대	0.005	0.010	0.060	O.K	62060.879	16224.778	1650.886	3.825	O.K
탄성설계	0.005	0.010	0.060	O.K	18208.560	12480.598	18146.756	1.459	O.K
편심최대	0.005	0.010	0.060	O.K	70926.719	11178.592	1515.739	6.345	O.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 21, ULB01)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2188.884	23405.425	6.882	0.294

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 23405.425 x -0.00001 / (0.000 x 13.025)

= 0.000

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 13.025 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 14.033 / 0.575

= 51.251 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.575 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 14.033 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.000)

= 1.000

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.000 x 6.882

= 6.882 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.000 x 6.882

= 6.882 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 41032.60 mm² , Puse = 0.00988

- 1단 : H22 - 53EA (As=20516.300 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H22 - 53EA (As=20516.300 mm²), d2 = 122.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0099) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1550849.788 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1320.000 mm, ab = k1 x cb = 1122.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2000026.515 = 45900.609 kN, ∑Csi = 6297.734 kN, ∑Tsi = 4743.091 kN

Pb = 45900.609 + 6297.734 - 4743.091 = 47455.252 kN

Mb = Cc x 1067.346 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 32026.636 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 674.881 mm, e = Mu/Pu = 0.294 mm)

㉮ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 6295.178 mm, a = k1 x c = 5350.901 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 4155211.495 = 95362.104 kN

∑Csi = 15439.732 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 95362.104 + 15439.732 - 0.000 = 110801.835 kN

Mn = Cc x 2675.451 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 32.322 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=0.292) | = 0.0023 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉯ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 6295.178 mm, a = k1 x c = 5350.901 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-6295.18) / 6295.18 = -0.00195

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉰ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 88658.399 kN < Pn = 110801.835 kN

ΦPn = 0.70 x 88658.399 = 62060.879 kN ≥ Pu = 23405.425 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.000 = 18.247 kN.m ≥ Mu = 6.882 kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 21, ULB04)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2188.884	16224.778	1650.886	101.751

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 16224.778 x 0.00232 / (136.625 x 13.025)

= 0.021

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 13.025 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 14.033 / 0.575

= 51.251 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.575 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 14.033 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.021)

= 1.021

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.021 x 234.595

= 239.627 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.021 x 1616.217

= 1650.886 kN.m

㉤ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 41032.60 mm² , Puse = 0.00988

- 1단 : H22 - 53EA (As=20516.300 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H22 - 53EA (As=20516.300 mm²), d2 = 122.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0099) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1075058.177 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉥ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1320.000 mm, ab = k1 x cb = 1122.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2000026.515 = 45900.609 kN, ∑Csi = 6297.734 kN, ∑Tsi = 4743.091 kN

Pb = 45900.609 + 6297.734 - 4743.091 = 47455.252 kN

Mb = Cc x 1067.346 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 32026.636 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 674.881 mm, e = Mu/Pu = 101.751 mm)

㉦ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 2385.407 mm, a = k1 x c = 2027.596 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 3877906.643 = 88997.957 kN

∑Csi = 10194.756 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 88997.957 + 10194.756 - 0.000 = 99192.713 kN

Mn = Cc x 1084.420 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 10092.112 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=101.742)| = 0.0084 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉧ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 2385.407 mm, a = k1 x c = 2027.596 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-2385.41) / 2385.41 = -0.00023

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉨ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 88658.399 kN < Pn = 99192.713 kN

ΦPn = 0.70 x 88658.399 = 62060.879 kN ≥ Pu = 16224.778 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.102 = 6314.750 kN.m ≥ Mu = 1650.886 kN.m ∴ O.K

③ 탄성설계 : (부재 21, ULB22)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=1.00

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2188.884	12480.598	18146.756	1453.997

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 12480.598 x 0.02419 / (1645.000 x 13.025)

= 0.014

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 13.025 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 14.033 / 0.575

= 51.251 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.575 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 14.033 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.014)

= 1.014

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.014 x 1245.701

= 1263.388 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.014 x 17892.701

= 18146.756 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 41032.60 mm² , Puse = 0.00988

- 1단 : H22 - 53EA (As=20516.300 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H22 - 53EA (As=20516.300 mm²), d2 = 122.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0099) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 826967.798 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1320.000 mm, ab = k1 x cb = 1122.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2000026.515 = 45900.609 kN, ∑Csi = 6297.734 kN, ∑Tsi = 4743.091 kN

Pb = 45900.609 + 6297.734 - 4743.091 = 47455.252 kN

Mb = Cc x 1067.346 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 32026.636 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 674.881 mm, e = Mu/Pu = 1453.997 mm)

㉰ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 776.199 mm, a = k1 x c = 659.769 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 985028.132 = 22606.396 kN

∑Csi = 4393.663 kN, ∑Tsi = 8791.498 kN

Pn = 22606.396 + 4393.663 - 8791.498 = 18208.560 kN

Mn = Cc x 1091.839 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 26475.127 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1453.993) | = 0.0039 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉱ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 88658.399 kN ≥ Pn = 18208.560 kN

ΦPn = 1.00 x 18208.560 = 18208.560 kN ≥ Pu = 12480.598 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.454 = 26475.197 kN.m ≥ Mu = 18146.756 kN.m ∴ O.K

④ 편심최대 : (부재 21, UEB26)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2188.884	11178.592	1515.739	135.593

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 11178.592 x 0.00214 / (126.115 x 13.025)

= 0.015

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 13.025 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 14.033 / 0.575

= 51.251 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.575 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 14.033 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.015)

= 1.015

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.015 x 217.660

= 220.974 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.015 x 1493.003

= 1515.739 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 41032.60 mm² , Puse = 0.00988

- 1단 : H22 - 53EA (As=20516.300 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H22 - 53EA (As=20516.300 mm²), d2 = 122.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0099) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 740696.528 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1320.000 mm, ab = k1 x cb = 1122.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2000026.515 = 45900.609 kN, ∑Csi = 6297.734 kN, ∑Tsi = 4743.091 kN

Pb = 45900.609 + 6297.734 - 4743.091 = 47455.252 kN

Mb = Cc x 1067.346 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 32026.636 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 674.881 mm, e = Mu/Pu = 135.593 mm)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 2283.455 mm, a = k1 x c = 1940.937 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 3740851.760 = 85852.548 kN

∑Csi = 9769.314 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 85852.548 + 9769.314 - 0.000 = 95621.862 kN

Mn = Cc x 1074.207 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 12966.234 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=135.599) | = 0.0060 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉳ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 2283.455 mm, a = k1 x c = 1940.937 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-2283.45) / 2283.45 = -0.00011

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.80 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.700) / (0.00500-0.00200) = 0.800

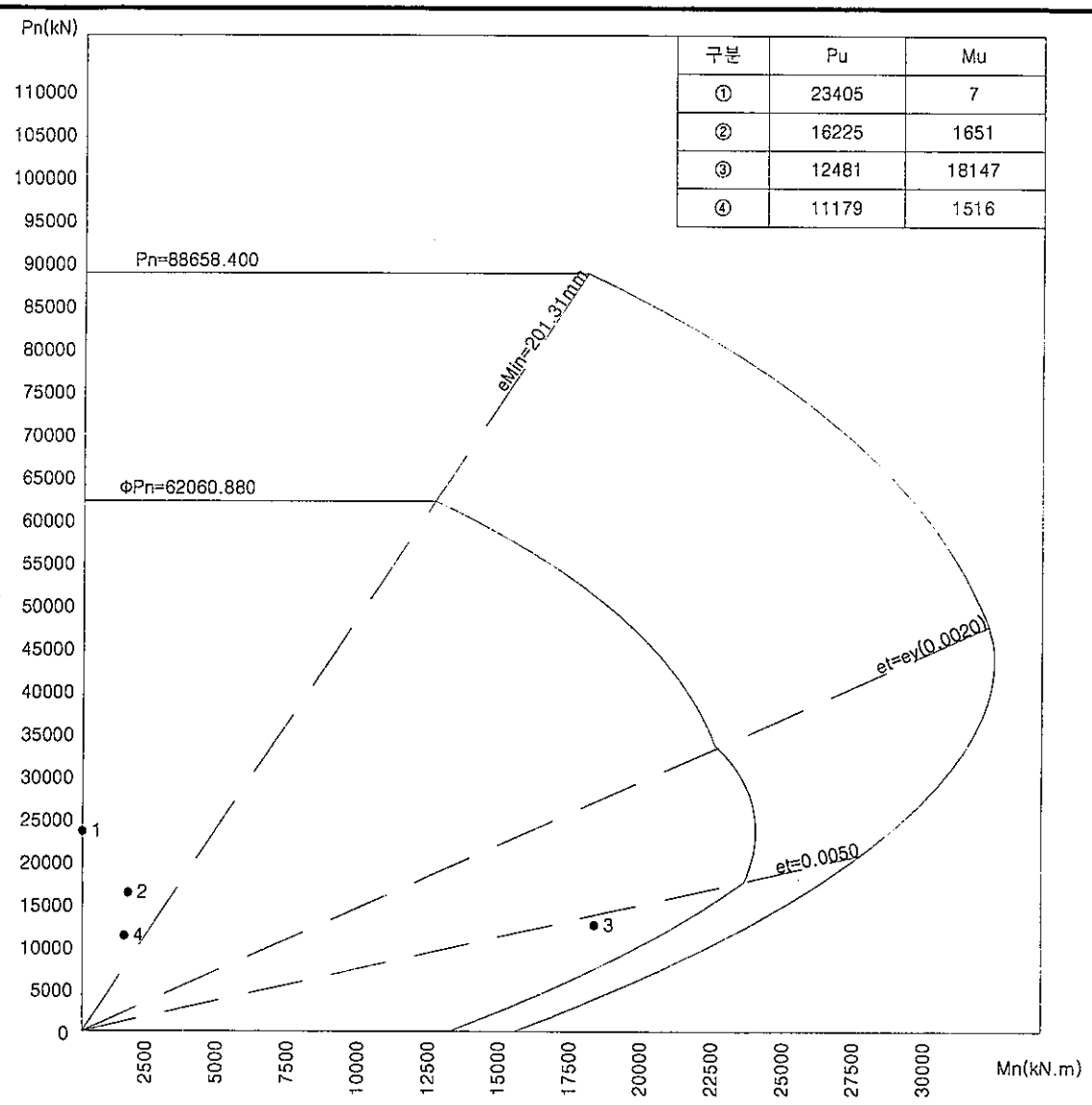
㉴ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 88658.399 kN < Pn = 95621.862 kN

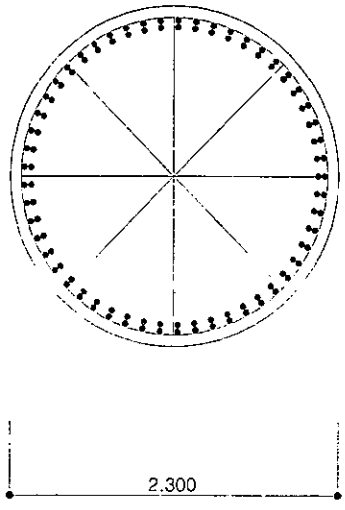
ΦPn = 0.80 x 88658.399 = 70926.719 kN ≥ Pu = 11178.592 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.136 = 9617.168 kN.m ≥ Mu = 1515.739 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	23405	7
②	16225	1651
③	12481	18147
④	11179	1516



▣ 단면제원

R = 1150.000 mm
D = 2188.884 mm
Ag = 4154756.284 mm²
Aeff = 2077378.142 mm²

▣ 사용 철근

Ast = 41032.600 mm²
Puse = 0.00988
1단 : H22-53Ea
2단 : H22-53Ea

9.3 합성부재력 검토

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pu(kN)	Mx(kN.m)	My(kN.m)	M2(kN.m)	비 고
UL01	-23405.425	6.882	6090.157	6090.161	축력최대
UL04	-16224.778	1650.886	9673.271	9813.133	모멘트최대
UL22	-12480.598	6624.185	20813.415	21842.117	탄성설계
UL22	-12480.598	6624.185	20813.415	21842.117	소성설계
UE26	-11178.592	1515.739	9036.676	9162.913	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 6491.701 kN.m를 사용하며,

교축직각방향 기둥검토시의 모멘트 확대계수를 적용한다.

Mx = 6491.701 x 1.020 = 6624.185 kN.m, 2) 교축직각방향 참조

- 지진시 모멘트(=6491.701) : [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	0.010	0.060	O.K	57735.218	23405.425	6090.161	2.467	O.K
모멘트최대	0.005	0.010	0.060	O.K	36373.145	16224.778	9813.133	2.242	O.K
탄성설계	0.005	0.010	0.060	O.K	13946.747	12480.598	21842.117	1.117	O.K
편심최대	0.005	0.010	0.060	O.K	31263.631	11178.592	9162.913	2.797	O.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 21, UL001)

【 기둥 : 하부 , 1/5 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=89.935도(종립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2188.884	23405.425	6090.161	260.203

㉯ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 41032.60 mm² , Puse = 0.00988

- 1단 : H22 - 53EA (As=20516.300 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H22 - 53EA (As=20516.300 mm²), d2 = 122.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0099) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1550849.788 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1320.000 mm, ab = k1 x cb = 1122.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2000026.515 = 45900.609 kN, ∑Csi = 6297.734 kN, ∑Tsi = 4743.091 kN

Pb = 45900.609 + 6297.734 - 4743.091 = 47455.252 kN

Mb = Cc x 1067.346 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 32026.636 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 674.881 mm, e = Mu/Pu = 260.203 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1970.333 mm, a = k1 x c = 1674.783 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 3241214.792 = 74385.879 kN

∑Csi = 8473.543 kN, ∑Tsi = 380.540 kN

Pn = 74385.879 + 8473.543 - 380.540 = 82478.883 kN

Mn = Cc x 1057.829 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 21460.571 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=260.195) | = 0.0082 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 1970.333 mm, a = k1 x c = 1674.783 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-1970.33) / 1970.33 = 0.00035

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 88658.399 kN ≥ Pn = 82478.883 kN

ΦPn = 0.70 x 82478.883 = 57735.218 kN ≥ Pu = 23405.425 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.260 = 15022.875 kN.m ≥ Mu = 6090.161 kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 21, UL004)

【 기둥 : 하부 , 2/5 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=80.315도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2188.884	16224.778	9813.133	604.824

㉯ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 41032.60 mm² , Puse = 0.00988

- 1단 : H22 - 53EA (As=20516.300 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H22 - 53EA (As=20516.300 mm²), d2 = 122.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0099) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1075058.177 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1320.000 mm, ab = k1 x cb = 1122.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2000026.515 = 45900.609 kN, ∑Csi = 6297.734 kN, ∑Tsi = 4743.091 kN

Pb = 45900.609 + 6297.734 - 4743.091 = 47455.252 kN

Mb = Cc x 1067.346 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 32026.636 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 674.881 mm, e = Mu/Pu = 604.824 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1389.324 mm, a = k1 x c = 1180.925 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2148581.159 = 49309.938 kN

∑Csi = 6547.062 kN, ∑Tsi = 3895.364 kN

Pn = 49309.938 + 6547.062 - 3895.364 = 51961.636 kN

Mn = Cc x 1061.898 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 31427.478 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=604.821) | = 0.0031 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 1389.324 mm, a = k1 x c = 1180.925 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-1389.32) / 1389.32 = 0.00175

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 88658.399 kN ≥ Pn = 51961.636 kN

ΦPn = 0.70 x 51961.636 = 36373.145 kN ≥ Pu = 16224.778 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.605 = 21999.347 kN.m ≥ Mu = 9813.133 kN.m ∴ O.K

③ 탄성설계 : (부재 21, UL022)

【 기둥 : 하부 , 3/5 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=1.00, θ=72.346도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2188.884	12480.598	21842.117	1750.086

㉯ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 41032.60 mm² , Puse = 0.00988

- 1단 : H22 - 53EA (As=20516.300 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H22 - 53EA (As=20516.300 mm²), d2 = 122.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0099) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 826967.798 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1320.000 mm, ab = k1 x cb = 1122.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2000026.515 = 45900.609 kN, ∑Csi = 6297.734 kN, ∑Tsi = 4743.091 kN

Pb = 45900.609 + 6297.734 - 4743.091 = 47455.252 kN

Mb = Cc x 1067.346 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 32026.636 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 674.881 mm, e = Mu/Pu = 1750.086 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 692.540 mm, a = k1 x c = 588.659 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 839602.647 = 19268.881 kN

∑Csi = 4046.446 kN, ∑Tsi = 9368.580 kN

Pn = 19268.881 + 4046.446 - 9368.580 = 13946.747 kN

Mn = Cc x 1097.223 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 24407.999 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1750.085) | = 0.0003 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 88658.399 kN ≥ Pn = 13946.747 kN

ΦPn = 1.00 x 13946.747 = 13946.747 kN ≥ Pu = 12480.598 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.750 = 24408.004 kN.m ≥ Mu = 21842.117 kN.m ∴ O.K

④ 편심최대 : (부재 21, UE026)

【 기둥 : 하부 , 5/5 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, Θ=80.478도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2188.884	11178.592	9162.913	819.684

㉯ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 41032.60 mm² , Puse = 0.00988

- 1단 : H22 - 53EA (As=20516.300 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H22 - 53EA (As=20516.300 mm²), d2 = 122.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0099) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 740696.528 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1320.000 mm, ab = k1 x cb = 1122.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2000026.515 = 45900.609 kN, ∑Csi = 6297.734 kN, ∑Tsi = 4743.091 kN

Pb = 45900.609 + 6297.734 - 4743.091 = 47455.252 kN

Mb = Cc x 1067.346 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 32026.636 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 674.881 mm, e = Mu/Pu = 819.684 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1166.130 mm, a = k1 x c = 991.211 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1713390.421 = 39322.310 kN

∑Csi = 5804.825 kN, ∑Tsi = 6047.596 kN

Pn = 39322.310 + 5804.825 - 6047.596 = 39079.539 kN

Mn = Cc x 1070.568 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 32032.956 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=819.686) | = 0.0021 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 1166.130 mm, a = k1 x c = 991.211 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-1166.13) / 1166.13 = 0.00266

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.80 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.700) / (0.00500-0.00200) = 0.800

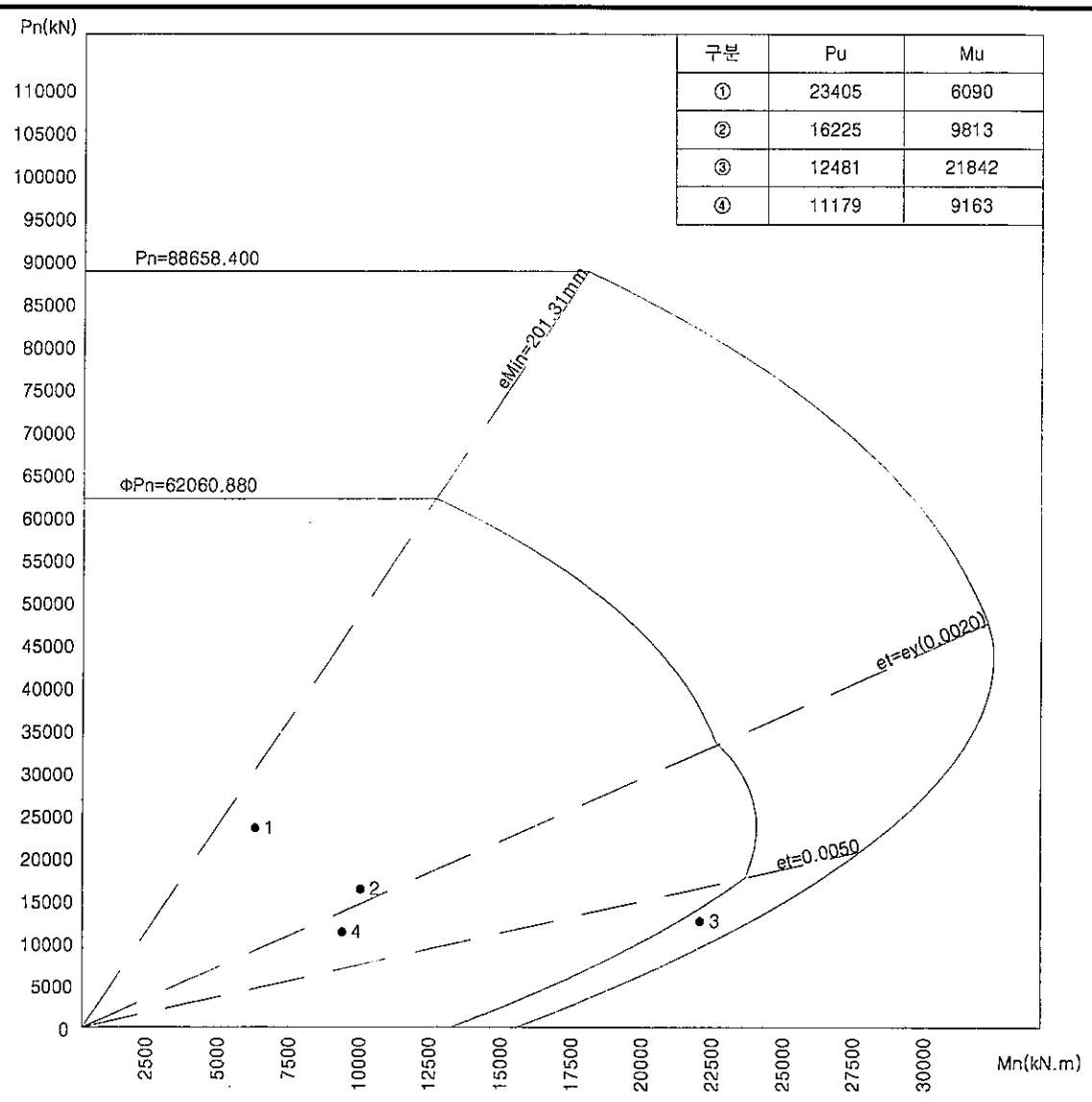
㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 88658.399 kN ≥ Pn = 39079.539 kN

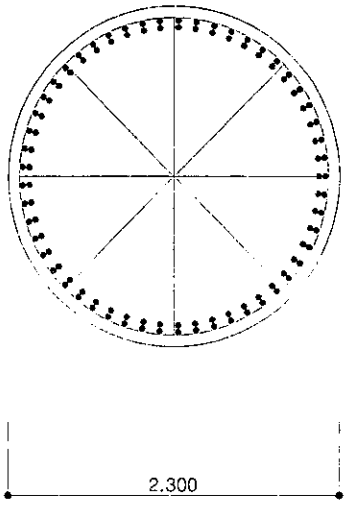
ΦPn = 0.80 x 39079.539 = 31263.631 kN ≥ Pu = 11178.592 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.820 = 25626.298 kN.m ≥ Mu = 9162.913 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	23405	6090
②	16225	9813
③	12481	21842
④	11179	9163



▣ 단면제원

R = 1150.000 mm
D = 2188.884 mm
Ag = 4154756.284 mm²
Aeff = 2077378.142 mm²

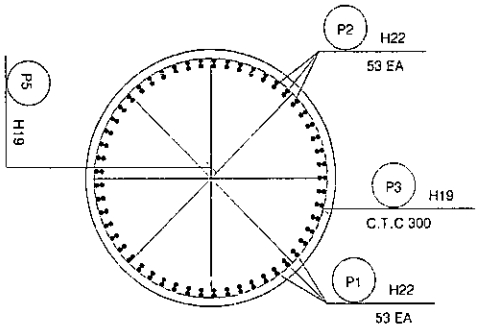
▣ 사용 철근

Ast = 41032.600 mm²
Puse = 0.00988
1단 : H22-53Ea
2단 : H22-53Ea

9.4 상시 전단설계

(1) 기둥에 발생하는 최대전단력 : UL004 MAX, 『기둥부재력 집계』 참조

교축방향 V = 0.000 kN
교축직각방향 V = 646.160 kN
합성전단력 V = 646.160 kN
축방향력 P = 16224.778 kN



(2) 공칭전단력 Vn = Vc + Vs (Φ = 0.80)

Vn = Vmax / Φ = 646.160 / 0.80 = 807.700 kN

(3) 압축부재에 의한 콘크리트 전단 Vc 및 필요철근 전단 Vs

① 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 d

h = 2300.000 mm d' = 111.116 mm

Zs = ∑(인장철근들의 면적 x 거리) / ∑(면적)

= 655.880 mm

d = h/2 + Zs

= 2300.000/2 + 655.880

= 1805.880 mm

② 압축부재의 콘크리트 전단력 Vc

Vc = 1/6 x (1 + Nu / 14Ag) x √(fck) x b x d

= 1/6 x { 1 + 16224.778 x 1000 / (14 x 4154756.284) } x √27.0
x 2300.000 x 1805.880

= 4600.407 kN

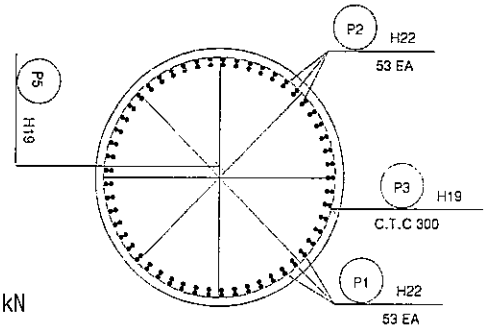
③ 필요철근 전단력 Vs

Vc/2 = 2300.204 kN ≥ Vn ≤ Vc = 4600.407 ∴ 전단 철근 필요 없음

9.5 지진시 전단설계

(1) 기둥에 발생하는 최대전단력 : ULB22 MAX, 『기둥부재력 집계』 참조

교축방향	V =	1645.000 kN
교축직각방향	V =	534.000 kN
합성전단력	V =	1729.503 kN
축방향력	P =	12480.598 kN



(2) 공칭전단력 Vn = Vc + Vs (Φ = 1.00)

Vn = Vmax / Φ = 1729.503 / 1.00 = 1729.503 kN

(3) 압축부재에 의한 콘크리트 전단 Vc 및 필요철근 전단 Vs

① 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 d

h = 2300.000 mm d' = 111.116 mm

Zs = ∑(인장철근들의 면적 x 거리) / ∑(면적)

= 655.880 mm

d = h/2 + Zs

= 2300.000/2 + 655.880

= 1805.880 mm

② 압축부재의 콘크리트 전단력 Vc

Vc = 1/6 x (1 + Pu / 14Ag) x √fck x b x d

= 1/6 x { 1 + 12480.598 x 1000 / (14 x 4154756.284) } x √27.0 x 2300.000 x 1805.880

= 4368.865 kN

③ 필요철근 전단력 Vs

Vc/2 = 2184.432 kN > Vn = 1729.503 kN ∴ 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,
450㎜ 중 가장 큰 값 이상이어야 한다.
- 기둥의 최대단면치수 D = 2300.0 ㎜
- 기둥 순높이의 1/6 = 10800.0 / 6 = 1800.0 ㎜
∴ 2300.0 ㎜ = 2.300 m

② 단부구역 및 소성힌지구역의 횡방향철근의 간격 [도로교설계기준 6.8.3.3]
횡방향철근의 간격은 부재최소단면치수의 1/4, 축방향 철근지름의 6배 이하이어야 한다.
- 기둥의 최대단면치수 D / 4 = 2300.0 / 4 = 575.0 ㎜
- 축방향 철근지름 6 x d = 6 x 22.0 = 132.0 ㎜
∴ 132.0 ㎜ = 0.132 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 ㎜ 작아서는 안된다.
- 기둥 치수의 0.5배 이상 연장 : 0.5 x D = 1150.0 ㎜
∴ 1150.0 ㎜ = 1.150 m

④ 단부구역 이외의 위치에서 겹침이음 적용시 횡방향 철근의 간격 [도로교설계기준 6.8.3.3]
- 기둥의 최소단면치수 D / 4 = 2300.0 / 4 = 575.0 ㎜
- 100.0 ㎜
∴ 575.0 ㎜ = 0.575 m

10. 기 초 설 계

10.1 교축직각방향

1) 기초 안정검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vx(kN)	My(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
SV001	15820.434	7.594	-2892.681	18670.559	70481.360	2877.493	축력최대
SV026	12480.598	519.946	7331.746	15330.723	57873.479	8371.638	모멘트최대
SV026	12480.598	519.946	7331.746	15330.723	57873.479	8371.638	편심최대
SV022	12480.598	1487.406	20397.147	15330.723	57873.479	23371.959	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P + W, W = 7.550 x 7.550 x 2.000 x 25.000 = 2850.125 kN

Mr = ∑V x B/2, B = 7.550 m

My = M + P x e, e = 0.000 m

Mo = |My + Vx x h|, h = 2.000 mm

※ 말뚝검토시의 모멘트는 Mc = ∑V x e 를 적용한다, e = B/2 - (Mr-Mo)/∑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)

= 292378.947 x 36 / (7.550 x 7.550) = 184652.289 kN/m³

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

Kv : 개 말뚝의 축방향 스프링정수 (= 292378.947 kN/m) , 『말뚝계산』 참조

L : 확대기초의 길이 (= 7.550 m)

B : 확대기초의 폭 (= 7.550 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)

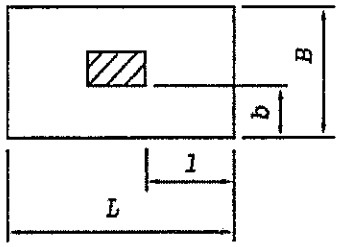
$\beta = \sqrt[4]{\{(3 \times 184652.289) / (27804000.000 \times 2.000^3)\}} = 0.223$ (m-1)

* 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우

λ = max(l,b) = max(2.625,2.625) = 2.625

다만, l ≥ L/2이면 l = L/2 = 3.775

b ≥ B/2이면 b = B/2 = 3.775



βλ = 0.223 x 2.625 = 0.586 ≤ 1.0, ∴ 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	23405.425	9.872	-6053.639	27110.587	102342.468	6033.895	축력최대
UE004	12426.652	646.160	9469.302	15276.777	57669.833	10761.622	모멘트최대
UE026	11178.592	623.935	8864.979	13743.704	51882.484	10112.850	편심최대
UL022	12480.598	1487.406	20397.147	15330.723	57873.479	23371.959	지진시
SV001	15820.434	7.594	-2892.681	18670.559	70481.360	2877.493	축력최대
SV026	12480.598	519.946	7331.746	15330.723	57873.479	8371.638	모멘트최대
SV026	12480.598	519.946	7331.746	15330.723	57873.479	8371.638	편심최대
SV022	12480.598	1487.406	20397.147	15330.723	57873.479	23371.959	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

ΣV = P + W, W = 7.550 x 7.550 x 2.000 x 25.000 x 하중계수

Mr = ΣV x B/2, B = 7.550 m

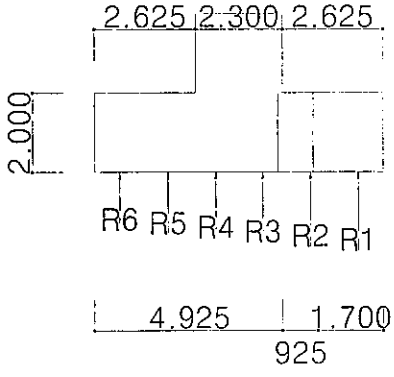
My = M + P x e, e = 0.000 m

Mo = |My + Vx x h|, h = 2.000 mm

※ 말뚝검토시의 모멘트는 Mc = ΣV x e 를 적용한다, e = B/2 - (Mr-Mo)/ΣV

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 기초의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 6본

R2 = Ru2 x 6본

R3 = Ru3 x 6본

R4 = Ru4 x 6본

R5 = Ru5 x 6본

R6 = Ru6 x 6본

구 분	R1	R2	R3	R4	R5	R6
SV001	3433.021	3304.516	3176.012	3047.508	2919.003	2790.499
SV026	3565.149	3161.137	2757.126	2353.115	1949.104	1545.092
SV026	3565.149	3161.137	2757.126	2353.115	1949.104	1545.092
SV022	5325.628	4217.425	3109.222	2001.019	892.816	-215.387
UL001	5191.176	4922.078	4652.98	4383.882	4114.784	3845.686
UE004	3841.142	3323.137	2805.132	2287.127	1769.122	1251.117
UE026	3510.092	3022.302	2534.512	2046.723	1558.933	1071.143
UL022	5325.628	4217.425	3109.222	2001.019	892.816	-215.387

㉮ 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.700 x 2.000 x 7.550 x 25.000 = 641.750 kN

Ma = 2.756 x 2.000 x 7.550 x 25.000 x 2.756/2 = 1433.657 kN.m

㉯ 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = R1+ R2

Ma = R1 x -2.106+ R2 x -0.856

※전단력 계산시 R2의 반력은 콘크리트구조설계기준 12.3.2 (4)에 의해 36.20%의 값을 적용

→(5.650 + 0.500/2 -5.719) / 0.500 = 0.362

㉰ 사용하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		사용하중 단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)	
SV001	4629.256	10058.608	3987.506	8624.950	
SV026	4709.480	10214.137	4067.730	8780.479	
SV026	4709.480	10214.137	4067.730	8780.479	
SV022	6852.336	14825.889	6210.586	13392.231	

※ 사용하중단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력

㉱ 계수하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		계수단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)	
UL001	6972.968	15145.916	6138.693	13282.161	
UE004	5044.118	10934.051	4402.368	9500.393	
UE026	4604.165	9979.344	4026.590	8689.052	
UL022	6852.336	14825.889	6210.586	13392.231	

※ 계수단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력 x 사하중계수

1) 단면 검토 : 교직-지점부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
7550.0	2000.0	1850.0	150.0	13392.2	6210.6

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 30908.700 x 400.00 = 12363480.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 7550.000 = 173272.500 x a

T = C 이므로, a = 71.353 ㎜, c = 71.353 / β1 = 71.353 / 0.85 = 83.944 ㎜

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1850.00 - 83.944) / 83.944 = 0.06312

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 21581.915 \text{ ㎟}$$

* 사용철근량 = 30908.7 ㎟ (철근도심 : 150.0 ㎜) , [사용률 = 1.432]

1단 : H25 - 61.0 EA (= 30908.7 ㎟)

* 철근비 검토

As,temp = 0.0015 x 7550.0 x 1200.0 = 13590.000 ㎟

As,req = 21581.915 ㎟

ρmin = Max(21581.915, 13590.000) / bd = 0.00155

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00221

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 71.353 ㎜

ΦMn = 0.85 x 30908.700 x 400 x (1850.00 - a/2) = 19066.650 kN.m

≥ Mu (= 13392.231 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.424]

* 전단에 대한 검토 (d = 1850.00 ㎜)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 7550.00 x 1850.00 = 9676.968 kN

≥ Vu (= 6210.586 kN) , 전단보강 불필요.

- 수평철근 검토

* 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

단, 단위M당 1800 ㎟ 이하

사용철근량 : H25 - 61 EA

H25 - 31 EA = 46616.400 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 2000.0 x 7550.0 = 22650.0 ㎟ < 46616.4 ㎟

(46616.400 / 7.550) = 6174.358 ㎟ > (1800 ㎟)

필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

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

사용철근량 : H25 - 31 EA = 15707.700 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 15707.700 ㎟ ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 8780.479 x 1000000 / [30908.700 x (1850.000 - 298.226/3)]
= 162.275 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x30908.700/7550.0 + 7x30908.700/7550.0 x √[(1 + 2x7550.0x1850.0/(7x30908.700)]
= 298.226 mm

사용철근량 = 30908.7 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H25 - 61.0 EA (= 30908.7 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 150.00 - 25/2 = 137.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 162.28) - 2.5 x 137.50 = 141.54 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 162.28) = 388.23 mm
Sa는 작은 값인 141.54 mm 를 적용
S = 7550.00 / 61.0 EA = 123.77 ≤ Sa (= 141.54 mm) ∴ O.K

10.2 교축방향

1) 기초 안정검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vy(kN)	Mx(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
SVB05	15820.434	52.548	-618.809	18670.559	70481.360	513.712	축력최대
SVB04	12480.598	105.096	-1243.244	15330.723	57873.479	1033.052	모멘트최대
SVB26	12480.598	105.096	-1243.244	15330.723	57873.479	1033.052	편심최대
SVB22	12480.598	1645.000	17892.701	15330.723	57873.479	21182.701	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P + W, W = 7.550 x 7.550 x 2.000 x 25.000 = 2850.125 kN

Mr = ∑V x B/2, B = 7.550 m

Mx = M + P x e, e = 0.000 m

Mo = |Mx + Vy x h|, h = 2.000 m

※ 말뚝검토시의 모멘트는 Mc = ∑V x e 를 적용한다, e = B/2 - (Mr-Mo)/∑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)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
ULB01	23405.425	0.000	6.882	27110.587	102342.468	6.882	축력최대
UEB04	12426.652	136.625	-1617.328	15276.777	57669.833	1344.078	모멘트최대
UEB26	11178.592	126.115	-1493.003	13743.704	51882.484	1240.772	편심최대
ULB22	12480.598	1645.000	17892.701	15330.723	57873.479	21182.701	지진시
SVB05	15820.434	52.548	-618.809	18670.559	70481.360	513.712	축력최대
SVB04	12480.598	105.096	-1243.244	15330.723	57873.479	1033.052	모멘트최대
SVB26	12480.598	105.096	-1243.244	15330.723	57873.479	1033.052	편심최대
SVB22	12480.598	1645.000	17892.701	15330.723	57873.479	21182.701	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P + W, W = 7.550 x 7.550 x 2.000 x 25.000 x 하중계수

Mr = ∑V x B/2, B = 7.550 m

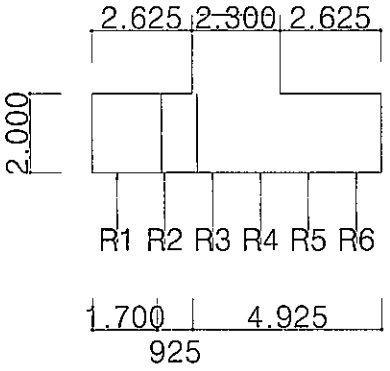
Mx = M + P x e, e = 0.000 m

Mo = |Mx + Vy x h|, h = 2.000 m

※ 말뚝검토시의 모멘트는 Mc = ∑V x e 를 적용한다, e = B/2 - (Mr-Mo)/∑V

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 기초의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 6본

R2 = Ru2 x 6본

R3 = Ru3 x 6본

R4 = Ru4 x 6본

R5 = Ru5 x 6본

R6 = Ru6 x 6본

구 분	R1	R2	R3	R4	R5	R6
SVB05	3176.864	3150.822	3124.781	3098.739	3072.698	3046.656
SVB04	2685.954	2633.621	2581.287	2528.954	2476.62	2424.287
SVB26	2685.954	2633.621	2581.287	2528.954	2476.62	2424.287
SVB22	5103.033	4083.868	3064.703	2045.538	1026.373	7.208
ULB01	4519.197	4518.891	4518.584	4518.278	4517.972	4517.666
UEB04	2716.337	2648.254	2580.171	2512.088	2444.005	2375.922
UEB26	2447.741	2384.892	2322.042	2259.193	2196.343	2133.494
ULB22	5103.033	4083.868	3064.703	2045.538	1026.373	7.208

㉮ 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.700 x 2.000 x 7.550 x 25.000 = 641.750 kN

Ma = 2.756 x 2.000 x 7.550 x 25.000 x 2.756/2 = 1433.657 kN.m

㉯ 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = R1+ R2

Ma = R1 x 2.106+ R2 x 0.856

※전단력 계산시 R2의 반력은 콘크리트구조설계기준 12.3.2 (4)에 의해 36.20%의 값을 적용
→(1.831 + 0.500/2 -1.900) / 0.500 = 0.362

㉮ 사용하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		사용하중 단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)	
SVB05	4317.461	9387.578	3675.711	7953.921	
SVB04	3639.325	7910.998	2997.575	6477.341	
SVB26	3639.325	7910.998	2997.575	6477.341	
SVB22	6581.393	14242.779	5939.643	12809.121	

※ 사용하중단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력

㉯ 계수하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		계수단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)	
ULB01	6155.035	13385.599	5320.760	11521.844	
UEB04	3675.004	7987.510	3033.254	6553.852	
UEB26	3311.072	7196.410	2733.497	5906.118	
ULB22	6581.393	14242.779	5939.643	12809.121	

※ 계수단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력 x 사하중계수

1) 단면 검토 : 교축방향

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
7550.0	2000.0	1850.0	150.0	12809.1	5939.6

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 30908.700 x 400.00 = 12363480.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 7550.000 = 173272.500 x a

T = C 이므로, a = 71.353 mm, c = 71.353 / β1 = 71.353 / 0.85 = 83.944 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1850.00 - 83.944) / 83.944 = 0.06312

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 20629.796 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 30908.7 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 1.498]

1단 : H25 - 61.0 EA (= 30908.7 mm²)

* 철근비 검토

As,temp = 0.0015 x 7550.0 x 1200.0 = 13590.000 ㎟

As,req = 20629.796 ㎟

ρmin = Max(20629.796, 13590.000) / bd = 0.00148

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00221

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 71.353 ㎜

ΦMn = 0.85 x 30908.700 x 400 x (1850.00 - a/2) = 19066.650 kN.m

≥ Mu (= 12809.121 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.489]

* 전단에 대한 검토 (d = 1850.00 ㎜)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 7550.00 x 1850.00 = 9676.968 kN

≥ Vu (= 5939.643 kN) , 전단보강 불필요.

- 수평철근 검토

* 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

단, 단위M당 1800 ㎟ 이하

사용철근량 : H25 - 61 EA

H25 - 31 EA = 46616.400 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 2000.0 x 7550.0 = 22650.0 ㎟ < 46616.4 ㎟

(46616.400 / 7.550) = 6174.358 ㎟ > (1800 ㎟)

필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

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

사용철근량 : H25 - 31 EA = 15707.700 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 15707.700 ㎟ ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 7953.921 x 1000000 / [30908.700 x (1850.000 - 298.226/3)]

= 146.999 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x30908.700/7550.0 + 7x30908.700/7550.0 x √[(1 + 2x7550.0x1850.0/(7x30908.700)]

= 298.226 ㎜

사용철근량 = 30908.7 ㎟ (철근도심 : 150.0 ㎜)

1단 : H25 - 61.0 EA (= 30908.7 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 150.00 - 25/2 = 137.50 ㎜

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 147.00) - 2.5 x 137.50 = 191.97 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 147.00) = 428.57 ㎜

Sa는 작은 값인 191.97 ㎜ 를 적용

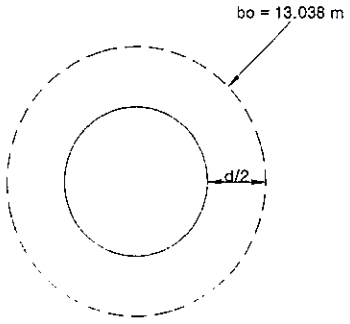
S = 7550.00 / 61.0 EA = 123.77 ≤ Sa (= 191.97 ㎜) ∴ O.K

11. 기초 2방향전단(펀칭) 검토

1) 최대 연직하중(Vu) : -23405.425 kN

2) PUNCHING SHEAR 검토위치 : 기둥전면 d/2

3) 위험단면 길이(bo) = 13.038 m



4) 콘크리트가 부담하는 전단강도

※ βc = 1.000, αs = 40

① Vc1 = 1/6 x (1 + 2/βc) x √(Fck) x bo x d
= 1/6 x (1 + 2/1.00) x √(27) x 13.038 x 1.850
= 62664.512 kN

② Vc2 = 1/6 x (1 + (αs · d)/(2 · bo)) x √(Fck) x bo x d
= 1/6 x (1 + (40 · 1.850)/(2 · 13.038)) x √(27) x 13.038 x 1.850
= 80167.61 kN

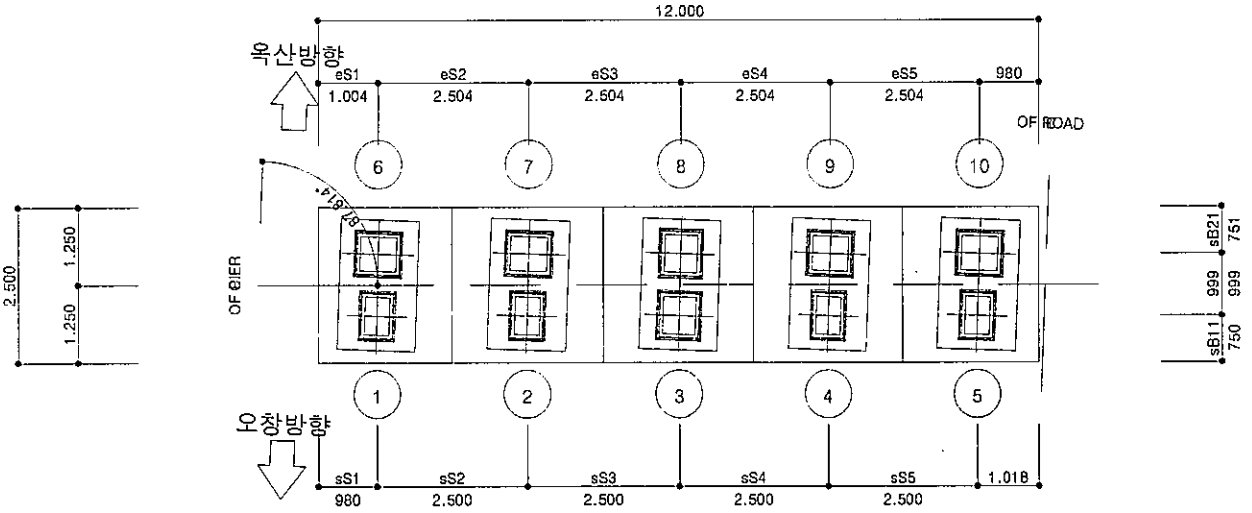
③ Vc3 = 1/3 x √(Fck) x bo x d
= 1/3 x √(27) x 13.038 x 1.850
= 41776.342 kN

--------- 이중 작은 값 사용

∴ 콘크리트가 부담하는 전단강도(φVc) = 0.80 x 41776.342 = 33421.073 kN

※ ΦVc > Vu ---------- O.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 x 40.062 = 400.312 mm

㉡ 후열

- 거더의 경간길이가 100m 이하이므로 S = 200 + 5.0L

S = 200 + 5.0 x 40.092 = 400.462 mm

② 실제 연단거리

구 분	필요연단	받침 규격		연단거리	비 고
		교축방향	직각방향		
1	400.312	610.000	410.000	437.690	O.K
2	400.312	610.000	410.000	437.672	O.K
3	400.312	600.000	550.000	440.029	O.K
4	400.312	610.000	410.000	437.636	O.K
5	400.312	610.000	410.000	437.618	O.K
6	400.462	550.000	600.000	464.599	O.K
7	400.462	550.000	600.000	464.596	O.K
8	400.462	600.000	550.000	440.564	O.K
9	400.462	550.000	600.000	464.550	O.K
10	400.462	550.000	600.000	464.534	O.K

12.2 최소 받침지지 길이 검토

① 최소 받침지지 길이

- 사각이 92.2° 이므로 받침선과 교축직각방향의 사잇각은 2.19°

$N = (200 + 1.67 \times L + 6.66 \times H) \times (1 + 0.000125 \times \theta^2)$ mm

$= (200 + 1.67 \times 40.092 + 6.66 \times 14.033) \times (1 + 0.000125 \times 2.19^2)$

$= 360.629$ mm

② 실제 받침지지 길이

$N1 = 1251 - 0 - 50 = 1201$ mm ≥ 361 mm $\therefore$ O.K

12.3 교량받침 수직력, 수평력 검토

구 분	수직력			수평력		
	허용값	상부반력	비 고	허용값	탄성지진력	비 고
SHOE 1	1750.000	1172.025	O.K	258.822	145.440	O.K
SHOE 2	1750.000	1250.656	O.K	258.822	144.090	O.K
SHOE 3	1750.000	1320.983	O.K	258.822	143.070	O.K
SHOE 4	1750.000	1364.046	O.K	258.822	142.780	O.K
SHOE 5	1750.000	1374.883	O.K	258.822	143.500	O.K
SHOE 6	1750.000	1357.002	O.K	258.822	145.400	O.K
SHOE 7	1750.000	1364.429	O.K	258.822	144.050	O.K
SHOE 8	1750.000	1319.277	O.K	258.822	143.050	O.K
SHOE 9	1750.000	1250.389	O.K	258.822	142.780	O.K
SHOE 10	1750.000	1191.907	O.K	258.822	143.510	O.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	1172.025	109.353	98.158	1160.119	1545.140	
2	1250.656	108.338	98.293	1160.118	1680.232	
3	1320.983	107.571	178.599	1300.117	1675.231	
4	1364.046	107.353	98.466	1160.117	1680.230	
5	1374.883	107.895	98.511	1160.116	1564.184	
6	1357.002	109.323	97.203	1350.863	1527.669	
7	1364.429	108.308	97.353	1350.886	1651.904	
8	1319.277	107.556	178.599	1300.902	1676.927	
9	1250.389	107.353	97.541	1350.893	1651.915	
10	1191.907	107.902	97.579	1350.904	1515.925	

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	1573.459	4369.200	O.K	1832.637	3376.200	O.K
2	1632.624	4369.200	O.K	1935.691	3376.200	O.K
3	1698.553	4369.200	O.K	2423.356	3376.200	O.K
4	1720.602	4369.200	O.K	2062.641	3773.400	O.K
5	1732.541	4369.200	O.K	2072.358	3376.200	O.K
6	1801.805	4369.200	O.K	1861.359	3376.200	O.K
7	1802.725	4369.200	O.K	1981.822	3376.200	O.K
8	1697.814	4369.200	O.K	2422.094	3376.200	O.K
9	1697.044	4369.200	O.K	1862.432	3773.400	O.K
10	1648.624	4369.200	O.K	1690.790	3376.200	O.K

③ 교량받침 콘크리트 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	607.519	5362.200	O.K	545.322	5362.200	O.K
2	601.880	5362.200	O.K	546.074	5362.200	O.K
3	597.619	5362.200	O.K	992.217	5362.200	O.K
4	596.408	5759.400	O.K	547.034	5759.400	O.K
5	599.415	5362.200	O.K	547.285	5362.200	O.K
6	607.352	5362.200	O.K	540.017	5362.200	O.K
7	601.713	5362.200	O.K	540.852	5362.200	O.K
8	597.536	5362.200	O.K	992.217	5362.200	O.K
9	596.408	5759.400	O.K	541.896	5759.400	O.K
10	599.457	5362.200	O.K	542.105	5362.200	O.K

12.5 교량받침 하면 보강 : 교량받침 1

① 교량받침에 작용하는 하중

- 연직하중 : 최대반력

  P = 1172.025 kN

- 교축방향 수평하중 : 탄성지진력, 온도변화의 영향

  Hx1 = 0 kN : 고정단이므로 온도변화의 영향은 고려하지 않는다

  Hx2 = 145.440 / 1.33 = 109.353 kN

  ☞ 수평력은 Hx1, Hx2 중 큰 값인 109.353 kN를 적용한다.

- 교축직각방향 수평하중 : 탄성지진력, 풍하중의 영향

  Hy1 = 0 kN : 가동단 받침이므로 풍하중은 적용되지 않는다.

  Hy2 = 130.550 / 1.33 = 98.158 kN

  ☞ 수평력은 Hy1, Hy2 중 큰 값인 98.158 kN를 적용한다.

② 연직하중에 대한 보강

b1x = 610.000 mm b1y = 410.000 mm

b2x = 750.119 mm b2y = 980.042 mm

bcx = 2 x b2x = 1500.238 mm < 5 x b1x = 3050.000 mm

bcy = 2 x b2y = 1960.084 mm < 5 x b1y = 2050.000 mm

$Asx1 = 1/4 \times (1 - b1x/bcx) \times P/fsa$

$= 1/4 \times (1 - 610.000/1500.238) \times 1172.025 \times 10^3 / 180.000$

$= 965.940\ mm^2$

$Asy1 = 1/4 \times (1 - b1y/bcy) \times P/fsa$

$= 1/4 \times (1 - 410.000/1960.084) \times 1172.025 \times 10^3 / 180.000$

$= 1287.315\ mm^2$

③ 수평하중에 대한 보강

$Asx2 = Hx/fsa$

$= 109.353 \times 10^3 / 180.000$

$= 607.519\ mm^2$

$Asy2 = Hy/fsa$

$= 98.158 \times 10^3 / 180.000$

$= 545.322\ mm^2$

④ 철근 보강 범위

- 교축직각방향 철근보강 범위

  Bxo = b1x + b2y = 610.000 + 980.042 = 1590.042 mm

  여기서, 교좌중심에서의 연단거리 750.119 mm가 Bxo/2 = 795.021 mm보다 작으므로 보정필요

  Bxo = b2x + (b1x + b2y)/2 = 750.119 + (610.000+980.042)/2 = 1545.140 mm

- 교축방향 철근보강 범위

  Byo = b1y + b2x = 410.000 + 750.119 = 1160.119 mm

⑤ 철근량 산정

- 교축직각방향

  Asy = Asy1 + Asy2 = 1287.315 + 545.322 = 1832.637 mm^2

  Bxo = 1545.140 mm 범위내에서 H16 - 17 EA

  As = 198.600 x 17 = 3376.200 mm^2 ∴ O.K

- 교축방향

Asx = Asx1 + Asx2 = 965.940 + 607.519 = 1573.459 ㎟

Byo = 1160.119 ㎜ 범위내에서 H16 - 22 EA

As = 198.600 x 22 = 4369.200 ㎟ ∴ O.K

12.6 교량받침 콘크리트 보강 : 교량받침 1

① 교축직각방향

As2 = Hy/fsa = 98.158 x 10^3 / 180.000 = 545.322 ㎟

사용철근 : H16 - 17 EA + H16 - 11 EA

As = 198.600 x 17 + 198.600 x 11 = 5362.200 ㎟ ∴ O.K

② 교축방향

As1 = Hx/fsa = 109.353 x 10^3 / 180.000 = 607.519 ㎟

사용철근 : H16 - 17 EA + H16 - 11 EA

As = 198.600 x 17 + 198.600 x 11 = 5362.200 ㎟ ∴ O.K

13. PILE 교축직각방향 검토

1) 설계조건

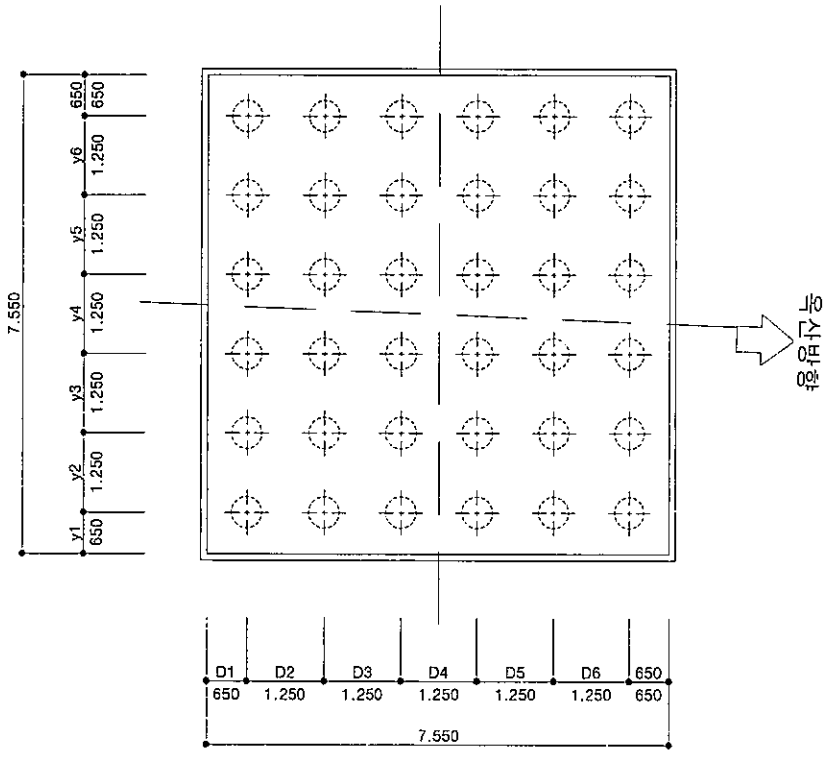
① 말뚝의 제원

말뚝 종류	직경(mm)	두께(mm)	종별	길이(m)
내부굴착PC.PHC말뚝	500	80	A	7.600

※ 말뚝길이는 기초평면에 묻힌 100mm는 제외한 길이로 계산한다.

콘크리트 설계기준강도	fck	=	80.0 MPa
콘크리트 탄성계수	Ep	=	40000.0 MPa
유효프리스트레스	fce	=	4.1 MPa
콘크리트 환산단면적	Ae	=	0.109 m^2
환산 단면2차모멘트	Ie	=	0.0025 m^4
환산 단면계수	Ze	=	0.0099 m^3
말뚝 머리의 평균 N치	N	=	10
말뚝 선단의 평균 N치	N	=	50
말뚝 선단의 근입깊이	Df	=	1.0 m
원지반으로부터 돌출된 길이	h	=	0.0 m

② 말뚝의 배치



2) 말뚝도심에서의 작용하중

구 분		Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	비 고
사용하중	COMBO 1	18670.559	7.594	2877.493	SV001
	COMBO 2	15330.723	519.946	8371.638	SV026
	COMBO 3	15330.723	519.946	8371.638	SV026
	COMBO 4	15330.723	1487.406	23371.959	SV022
계수하중	COMBO 1	27110.587	9.872	6033.895	UL001
	COMBO 2	15276.777	646.160	10761.622	UE004
	COMBO 3	13743.704	623.935	10112.850	UE026
	COMBO 4	15330.723	1487.406	23371.959	UL022

3) 말뚝의 특성치 계산

① 말뚝의 축방향 스프링정수

Ap = Ae = 0.1085 ㎡ ; 말뚝의 환산단면적

a = 0.010 x (L/D) + 0.36 = 0.512

Kv = a x Ap x Ep / L = 292378.947 kN/m ; 말뚝의 축방향 스프링정수

② 말뚝의 축직각방향 스프링정수

: 1/β 가정된 값이 계산된 값과 일치할 때까지 반복 계산

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

α = 1 (평상시), 2 (지진시)

Eo = 1200 x N = 1200 x 10 = 12000 kN/㎡

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

가) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 평상시

가정된 1/β (m)	계산치 1/β (m)	Kh(kN/㎥)
0.500	2.322	27269.26
2.322	2.681	15331.97
2.681	2.718	14526.25
2.718	2.721	14452.92
2.721	2.722	14446.06
2.722	2.722	14445.42
2.722	2.722	14445.36

Kh = 14445.35 kN/㎥

β = 0.367 m-1

βL = 0.367 x 7.6000 = 2.792 < 3 ∴ 유한장 말뚝으로 설계한다.

나) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 지진시

가정된 1/β (m)	계산치 1/β (m)	Kh(kN/㎥)
0.500	1.952	54538.53
1.952	2.218	32722.73
2.218	2.245	31192.54
2.245	2.248	31052.80
2.248	2.248	31039.74
2.248	2.248	31038.51
2.248	2.248	31038.40

Kh = 31038.39 kN/㎥

β = 0.445 m-1

βL = 0.445 x 7.6000 = 3.381 ≥ 3 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

4) 말뚝의 변위 및 부재력

① 말뚝머리 고정일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	19657.232	34885.956	$4EI\beta^3$	kN/m
K2	26749.559	39210.478	$2EI\beta^2$	kN/rad
K3	26749.559	39210.478	$2EI\beta^2$	kN/rad
K4	72801.594	88142.151	$2EI\beta$	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	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	707660.4	1255894.4
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{(K_v - K_1)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	-962984.1	-1411577.2
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	10525642.1	10525642.1
Aya,Aay	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i + K_2\sin\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2 + K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	50589278.4	51141538.5
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		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)		δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	0.0000905	0.0017738	0.0000586	COMBO 1	0.0001809	0.0025757	0.0001227
COMBO 2	0.0009855	0.0014565	0.0001842	COMBO 2	0.0012345	0.0014514	0.0002362
COMBO 3	0.0009855	0.0014565	0.0001842	COMBO 3	0.0011844	0.0013057	0.0002224
COMBO 4	0.0017524	0.0014565	0.0005054	COMBO 4	0.0017524	0.0014565	0.0005054

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 1.752 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ O.K

다) 말뚝의 작용력과 말뚝머리에서의 반력

▣ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

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

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

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0000905	0.0019569	0.0000586	572.170	0.211	1.846
	2	0.0000905	0.0018837	0.0000586	550.753	0.211	1.846
	3	0.0000905	0.0018104	0.0000586	529.335	0.211	1.846
	4	0.0000905	0.0017372	0.0000586	507.918	0.211	1.846
	5	0.0000905	0.0016639	0.0000586	486.501	0.211	1.846
	6	0.0000905	0.0015907	0.0000586	465.083	0.211	1.846
COMBO 2	1	0.0009855	0.0020323	0.0001842	594.191	14.443	-12.947
	2	0.0009855	0.0018020	0.0001842	526.856	14.443	-12.947
	3	0.0009855	0.0015717	0.0001842	459.521	14.443	-12.947
	4	0.0009855	0.0013414	0.0001842	392.186	14.443	-12.947
	5	0.0009855	0.0011111	0.0001842	324.851	14.443	-12.947
	6	0.0009855	0.0008808	0.0001842	257.515	14.443	-12.947
COMBO 3	1	0.0009855	0.0020323	0.0001842	594.191	14.443	-12.947
	2	0.0009855	0.0018020	0.0001842	526.856	14.443	-12.947
	3	0.0009855	0.0015717	0.0001842	459.521	14.443	-12.947
	4	0.0009855	0.0013414	0.0001842	392.186	14.443	-12.947
	5	0.0009855	0.0011111	0.0001842	324.851	14.443	-12.947
	6	0.0009855	0.0008808	0.0001842	257.515	14.443	-12.947
COMBO 4	1	0.0017524	0.0030358	0.0005054	887.605	41.317	-24.166
	2	0.0017524	0.0024041	0.0005054	702.904	41.317	-24.166
	3	0.0017524	0.0017724	0.0005054	518.204	41.317	-24.166
	4	0.0017524	0.0011407	0.0005054	333.503	41.317	-24.166
	5	0.0017524	0.0005089	0.0005054	148.803	41.317	-24.166
	6	0.0017524	-0.0001228	0.0005054	-35.898	41.317	-24.166

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0001809	0.0029592	0.0001227	865.196	0.274	4.094
	2	0.0001809	0.0028058	0.0001227	820.346	0.274	4.094
	3	0.0001809	0.0026524	0.0001227	775.497	0.274	4.094
	4	0.0001809	0.0024990	0.0001227	730.647	0.274	4.094
	5	0.0001809	0.0023456	0.0001227	685.797	0.274	4.094
	6	0.0001809	0.0021922	0.0001227	640.948	0.274	4.094
COMBO 2	1	0.0012345	0.0021896	0.0002362	640.190	17.949	-15.826
	2	0.0012345	0.0018943	0.0002362	553.856	17.949	-15.826
	3	0.0012345	0.0015990	0.0002362	467.522	17.949	-15.826
	4	0.0012345	0.0013037	0.0002362	381.188	17.949	-15.826
	5	0.0012345	0.0010085	0.0002362	294.854	17.949	-15.826
	6	0.0012345	0.0007132	0.0002362	208.519	17.949	-15.826
COMBO 3	1	0.0011844	0.0020009	0.0002224	585.015	17.332	-15.488
	2	0.0011844	0.0017228	0.0002224	503.717	17.332	-15.488
	3	0.0011844	0.0014448	0.0002224	422.419	17.332	-15.488
	4	0.0011844	0.0011667	0.0002224	341.120	17.332	-15.488
	5	0.0011844	0.0008886	0.0002224	259.822	17.332	-15.488
	6	0.0011844	0.0006106	0.0002224	178.524	17.332	-15.488
COMBO 4	1	0.0017524	0.0030358	0.0005054	887.605	41.317	-24.166
	2	0.0017524	0.0024041	0.0005054	702.904	41.317	-24.166
	3	0.0017524	0.0017724	0.0005054	518.204	41.317	-24.166
	4	0.0017524	0.0011407	0.0005054	333.503	41.317	-24.166
	5	0.0017524	0.0005089	0.0005054	148.803	41.317	-24.166
	6	0.0017524	-0.0001228	0.0005054	-35.898	41.317	-24.166

▣ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

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

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

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

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.125	0	572.170	0.211	1.846	6
	2	1.875	0	550.753	0.211	1.846	6
	3	0.625	0	529.335	0.211	1.846	6
	4	-0.625	0	507.918	0.211	1.846	6
	5	-1.875	0	486.501	0.211	1.846	6
	6	-3.125	0	465.083	0.211	1.846	6
	계			18670.559	7.594	2877.493	36
COMBO 2	1	3.125	0	594.191	14.443	-12.947	6
	2	1.875	0	526.856	14.443	-12.947	6
	3	0.625	0	459.521	14.443	-12.947	6
	4	-0.625	0	392.186	14.443	-12.947	6
	5	-1.875	0	324.851	14.443	-12.947	6
	6	-3.125	0	257.515	14.443	-12.947	6
	계			15330.723	519.946	8371.638	36
COMBO 3	1	3.125	0	594.191	14.443	-12.947	6
	2	1.875	0	526.856	14.443	-12.947	6
	3	0.625	0	459.521	14.443	-12.947	6
	4	-0.625	0	392.186	14.443	-12.947	6
	5	-1.875	0	324.851	14.443	-12.947	6
	6	-3.125	0	257.515	14.443	-12.947	6
	계			15330.723	519.946	8371.638	36
COMBO 4	1	3.125	0	887.605	41.317	-24.166	6
	2	1.875	0	702.904	41.317	-24.166	6
	3	0.625	0	518.204	41.317	-24.166	6
	4	-0.625	0	333.503	41.317	-24.166	6
	5	-1.875	0	148.803	41.317	-24.166	6
	6	-3.125	0	-35.898	41.317	-24.166	6
	계			15330.723	1487.406	23371.959	36

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.125	0	865.196	0.274	4.094	6
	2	1.875	0	820.346	0.274	4.094	6
	3	0.625	0	775.497	0.274	4.094	6
	4	-0.625	0	730.647	0.274	4.094	6
	5	-1.875	0	685.797	0.274	4.094	6
	6	-3.125	0	640.948	0.274	4.094	6
	계			27110.588	9.872	6033.895	36
COMBO 2	1	3.125	0	640.190	17.949	-15.826	6
	2	1.875	0	553.856	17.949	-15.826	6
	3	0.625	0	467.522	17.949	-15.826	6
	4	-0.625	0	381.188	17.949	-15.826	6
	5	-1.875	0	294.854	17.949	-15.826	6
	6	-3.125	0	208.519	17.949	-15.826	6
	계			15276.777	646.160	10761.622	36
COMBO 3	1	3.125	0	585.015	17.332	-15.488	6
	2	1.875	0	503.717	17.332	-15.488	6
	3	0.625	0	422.419	17.332	-15.488	6
	4	-0.625	0	341.120	17.332	-15.488	6
	5	-1.875	0	259.822	17.332	-15.488	6
	6	-3.125	0	178.524	17.332	-15.488	6
	계			13743.705	623.935	10112.850	36
COMBO 4	1	3.125	0	887.605	41.317	-24.166	6
	2	1.875	0	702.904	41.317	-24.166	6
	3	0.625	0	518.204	41.317	-24.166	6
	4	-0.625	0	333.503	41.317	-24.166	6
	5	-1.875	0	148.803	41.317	-24.166	6
	6	-3.125	0	-35.898	41.317	-24.166	6
	계			15330.723	1487.406	23371.959	36

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : SV001

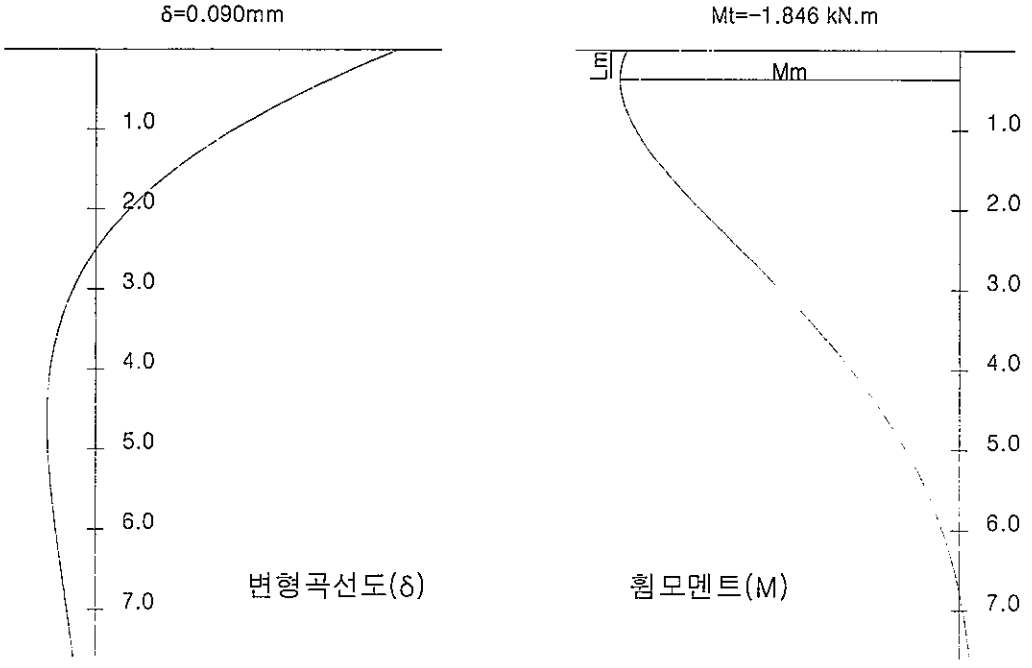
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -1.883 kN.m, 0.364 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.090 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.090 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	-1.846	-0.211	0.090	
0.507	-1.878	0.069	0.063	
1.013	-1.792	0.258	0.041	
1.520	-1.629	0.373	0.023	
2.027	-1.424	0.431	0.009	
2.533	-1.200	0.446	-0.001	
3.040	-0.977	0.431	-0.007	
3.547	-0.767	0.396	-0.012	
4.053	-0.578	0.348	-0.014	
4.560	-0.415	0.296	-0.015	
5.067	-0.278	0.243	-0.014	
5.573	-0.168	0.192	-0.013	
6.080	-0.083	0.146	-0.012	
6.587	-0.019	0.106	-0.010	
7.093	0.026	0.072	-0.008	
7.600	0.056	0.045	-0.007	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 2 : SV026

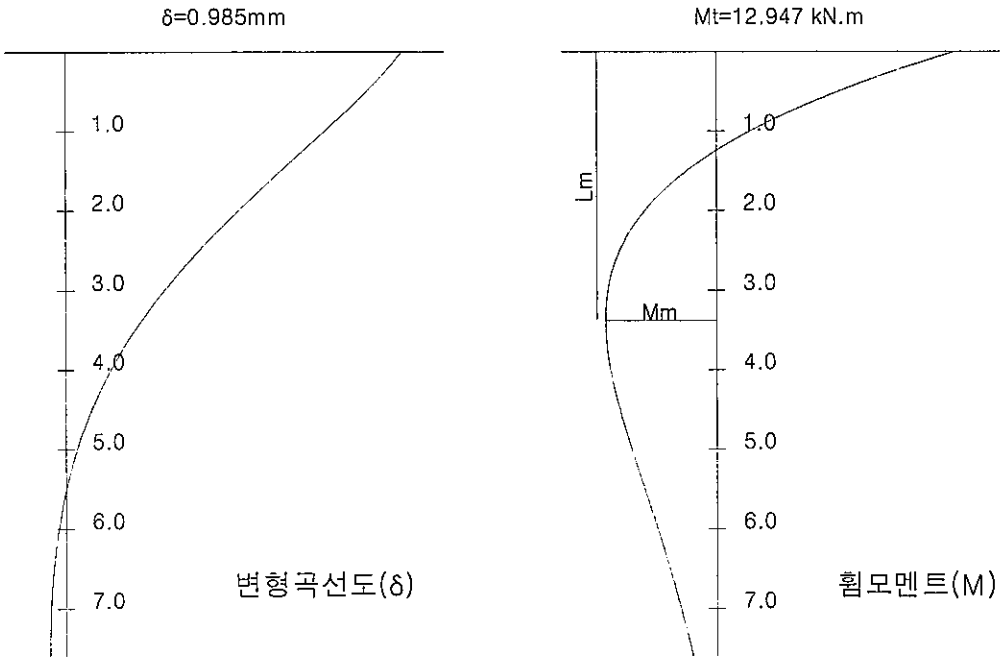
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -5.998 kN.m, 3.380 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.985 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.985 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	12.947	-14.443	0.985	
0.507	6.512	-11.025	0.878	
1.013	1.703	-8.036	0.754	
1.520	-1.710	-5.513	0.625	
2.027	-3.963	-3.457	0.500	
2.533	-5.287	-1.842	0.385	
3.040	-5.896	-0.622	0.284	
3.547	-5.976	0.254	0.198	
4.053	-5.688	0.843	0.127	
4.560	-5.161	1.200	0.071	
5.067	-4.502	1.377	0.028	
5.573	-3.788	1.420	-0.003	
6.080	-3.079	1.368	-0.024	
6.587	-2.412	1.254	-0.037	
7.093	-1.814	1.102	-0.044	
7.600	-1.298	0.935	-0.047	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉲ COMBO 3 : SV026

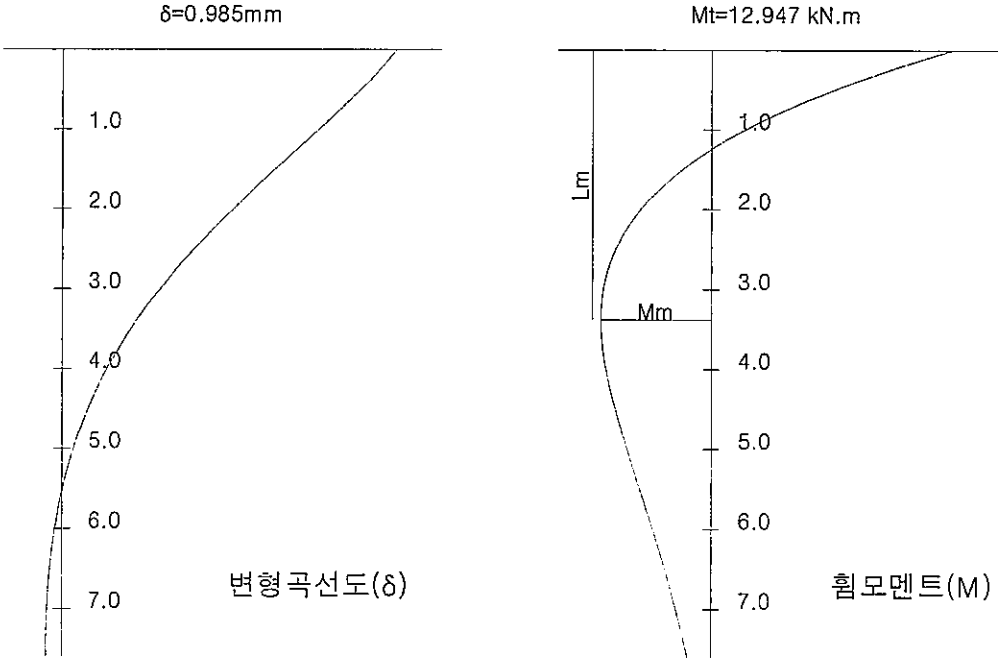
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -5.998 kN.m, 3.380 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.985 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.985 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	12.947	-14.443	0.985	
0.507	6.512	-11.025	0.878	
1.013	1.703	-8.036	0.754	
1.520	-1.710	-5.513	0.625	
2.027	-3.963	-3.457	0.500	
2.533	-5.287	-1.842	0.385	
3.040	-5.896	-0.622	0.284	
3.547	-5.976	0.254	0.198	
4.053	-5.688	0.843	0.127	
4.560	-5.161	1.200	0.071	
5.067	-4.502	1.377	0.028	
5.573	-3.788	1.420	-0.003	
6.080	-3.079	1.368	-0.024	
6.587	-2.412	1.254	-0.037	
7.093	-1.814	1.102	-0.044	
7.600	-1.298	0.935	-0.047	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 4 : SV022

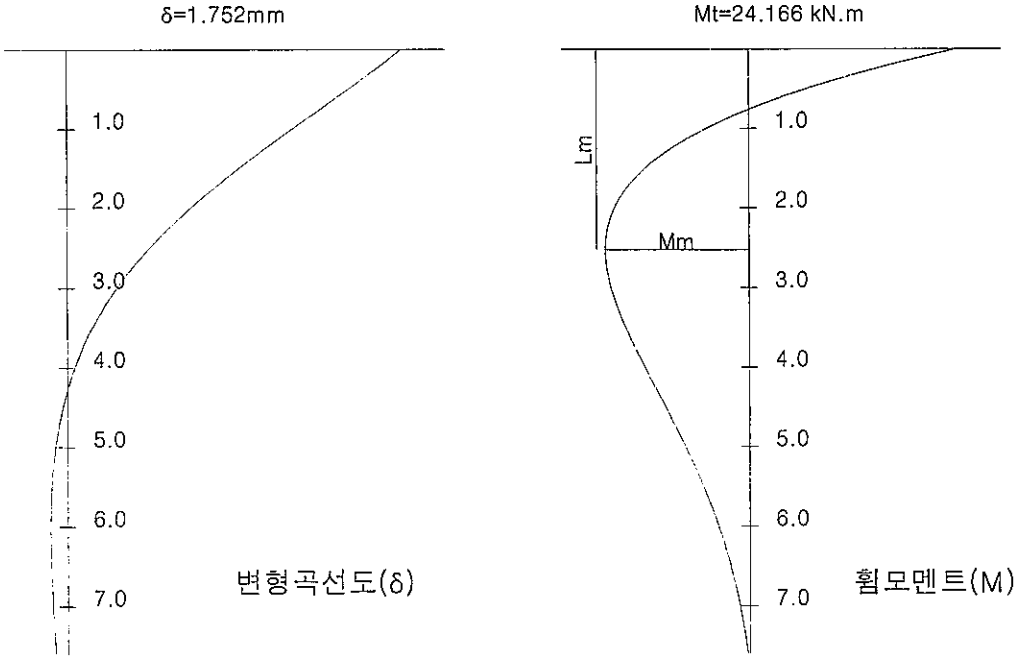
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -16.744 kN.m, 2.526 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.752 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.752 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	24.166	-41.317	1.752	
0.507	6.544	-28.610	1.473	
1.013	-5.214	-18.194	1.176	
1.520	-12.282	-10.082	0.891	
2.027	-15.790	-4.096	0.638	
2.533	-16.744	0.050	0.424	
3.040	-15.994	2.688	0.254	
3.547	-14.219	4.150	0.125	
4.053	-11.935	4.745	0.032	
4.560	-9.512	4.740	-0.029	
5.067	-7.196	4.352	-0.066	
5.573	-5.138	3.751	-0.084	
6.080	-3.409	3.065	-0.089	
6.587	-2.032	2.379	-0.085	
7.093	-0.989	1.749	-0.075	
7.600	-0.245	1.206	-0.063	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 1 : ULO01

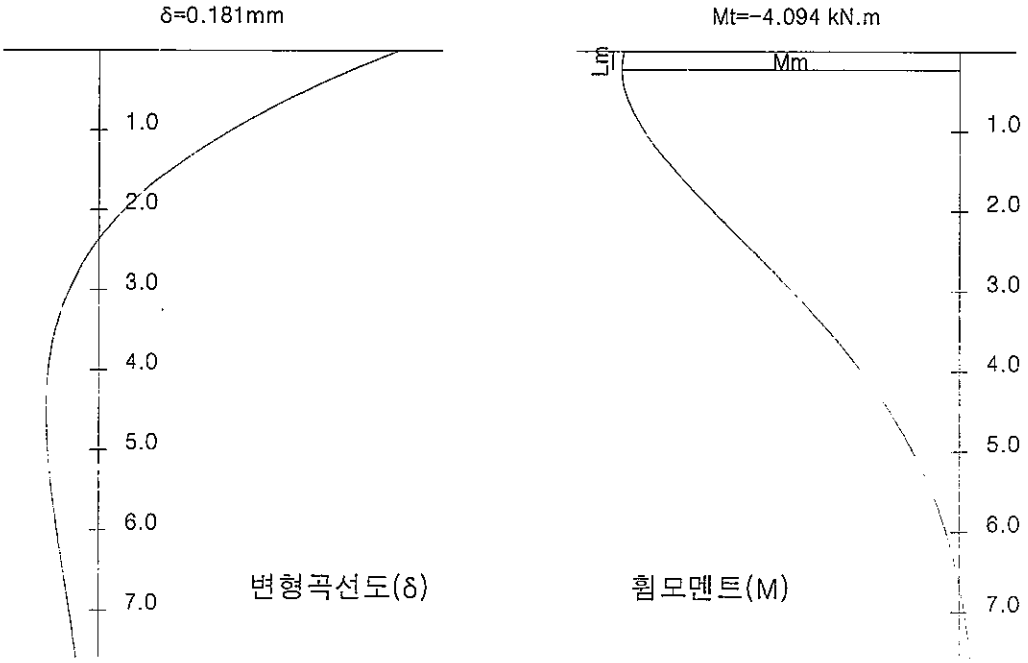
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -4.124 kN.m, 0.227 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.181 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.181 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	-4.094	-0.274	0.181	
0.507	-4.083	0.281	0.124	
1.013	-3.841	0.647	0.078	
1.520	-3.453	0.862	0.041	
2.027	-2.987	0.961	0.014	
2.533	-2.494	0.973	-0.006	
3.040	-2.011	0.926	-0.019	
3.547	-1.562	0.840	-0.027	
4.053	-1.163	0.733	-0.031	
4.560	-0.821	0.617	-0.032	
5.067	-0.538	0.501	-0.031	
5.573	-0.312	0.392	-0.028	
6.080	-0.139	0.295	-0.025	
6.587	-0.011	0.211	-0.021	
7.093	0.078	0.141	-0.017	
7.600	0.134	0.085	-0.014	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉡ COMBO 2 : UE004

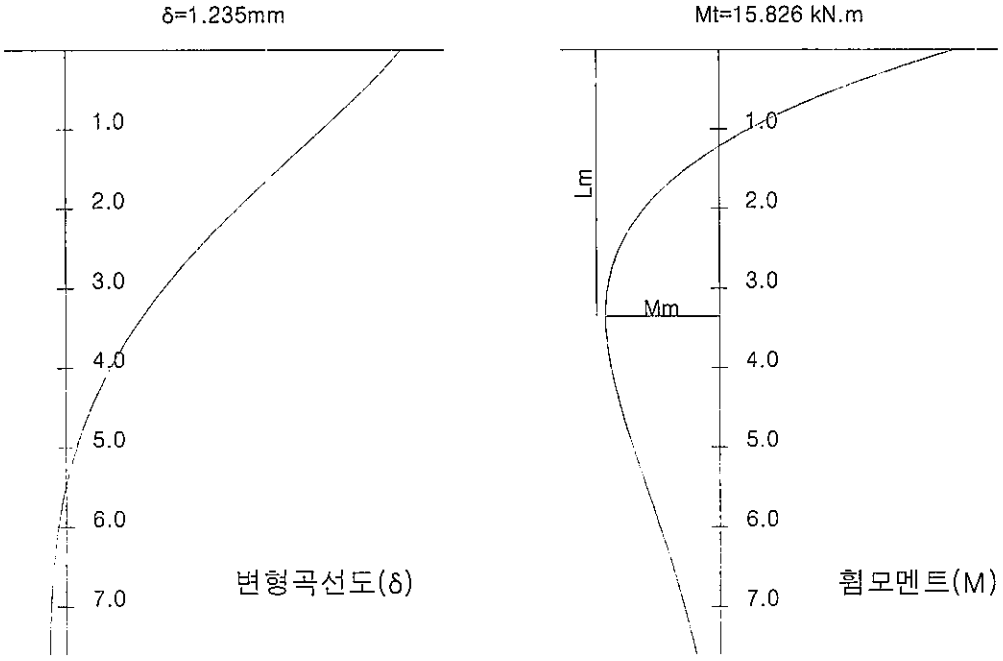
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -7.551 kN.m, 3.354 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.235 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.235 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	15.826	-17.949	1.235	
0.507	7.837	-13.672	1.098	
1.013	1.880	-9.937	0.941	
1.520	-2.333	-6.792	0.778	
2.027	-5.102	-4.234	0.622	
2.533	-6.717	-2.227	0.478	
3.040	-7.443	-0.716	0.351	
3.547	-7.515	0.366	0.244	
4.053	-7.132	1.091	0.156	
4.560	-6.458	1.528	0.086	
5.067	-5.622	1.741	0.033	
5.573	-4.722	1.787	-0.005	
6.080	-3.831	1.717	-0.031	
6.587	-2.996	1.569	-0.048	
7.093	-2.248	1.377	-0.056	
7.600	-1.603	1.166	-0.059	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉡ COMBO 3 : UE026

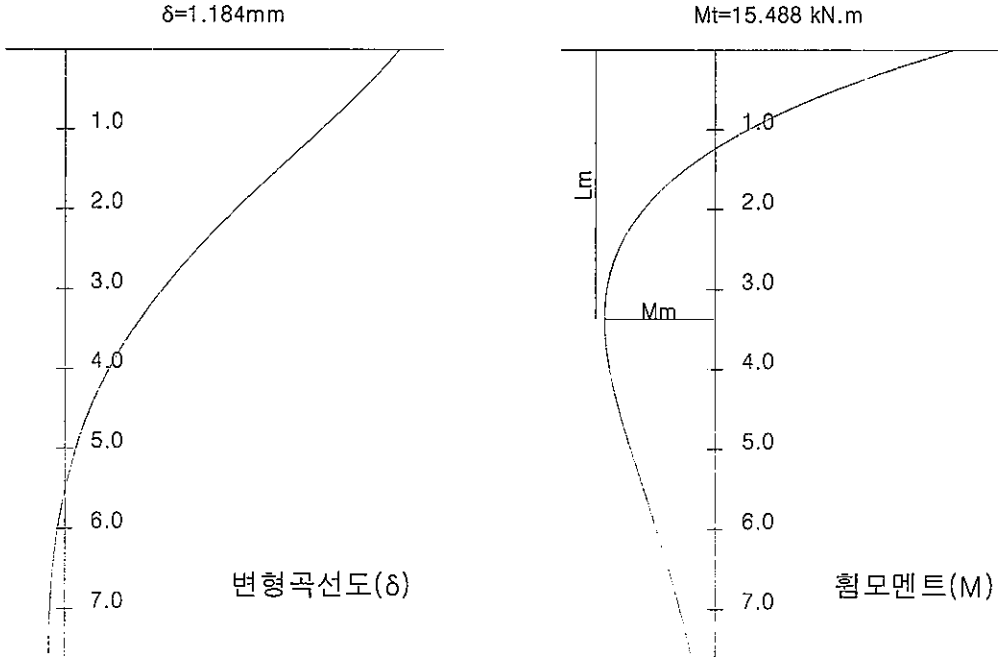
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -7.216 kN.m, 3.375 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.184 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.184 mm

㉢ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	15.488	-17.332	1.184	
0.507	7.767	-13.225	1.055	
1.013	1.999	-9.634	0.905	
1.520	-2.091	-6.604	0.750	
2.027	-4.789	-4.137	0.600	
2.533	-6.372	-2.199	0.462	
3.040	-7.097	-0.736	0.340	
3.547	-7.188	0.314	0.237	
4.053	-6.837	1.019	0.152	
4.560	-6.202	1.447	0.085	
5.067	-5.407	1.658	0.033	
5.573	-4.549	1.709	-0.004	
6.080	-3.695	1.645	-0.029	
6.587	-2.894	1.506	-0.045	
7.093	-2.176	1.324	-0.053	
7.600	-1.556	1.123	-0.056	

㉣ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 4 : UL022

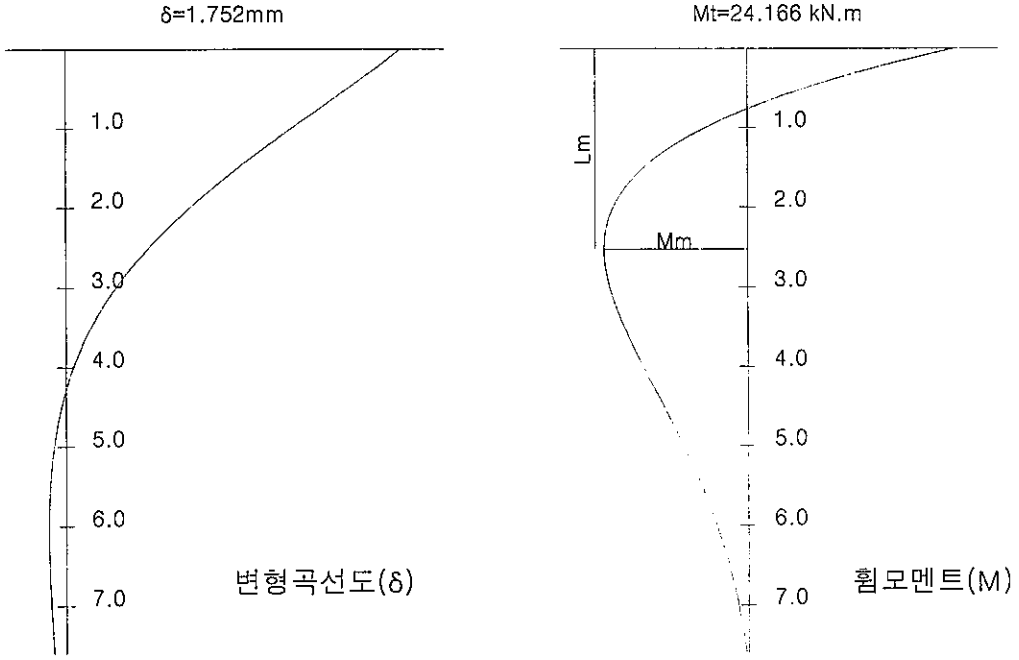
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -16.744 kN.m, 2.526 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.752 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.752 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	24.166	-41.317	1.752	
0.507	6.544	-28.610	1.473	
1.013	-5.214	-18.194	1.176	
1.520	-12.282	-10.082	0.891	
2.027	-15.790	-4.096	0.638	
2.533	-16.744	0.050	0.424	
3.040	-15.994	2.688	0.254	
3.547	-14.219	4.150	0.125	
4.053	-11.935	4.745	0.032	
4.560	-9.512	4.740	-0.029	
5.067	-7.196	4.352	-0.066	
5.573	-5.138	3.751	-0.084	
6.080	-3.409	3.065	-0.089	
6.587	-2.032	2.379	-0.085	
7.093	-0.989	1.749	-0.075	
7.600	-0.245	1.206	-0.063	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



② 말뚝머리 힌지일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	9828.616	17442.978	$2EI\beta^3$	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	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	353830.2	627947.2
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{\left(K_v - K_1\right)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	10525642.1	10525642.1
Aya,Aay	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i + K_2\sin\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	47968421.1	47968421.1
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		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)		δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	0.0000215	0.0017738	0.0000600	COMBO 1	0.0000279	0.0025757	0.0001258
COMBO 2	0.0014695	0.0014565	0.0001745	COMBO 2	0.0018262	0.0014514	0.0002243
COMBO 3	0.0014695	0.0014565	0.0001745	COMBO 3	0.0017634	0.0013057	0.0002108
COMBO 4	0.0023687	0.0014565	0.0004872	COMBO 4	0.0023687	0.0014565	0.0004872

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 2.369 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ O.K

다) 말뚝의 작용력과 말뚝머리에서의 반력

▣ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

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

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

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0000215	0.0019613	0.0000600	573.436	0.211	0.000
	2	0.0000215	0.0018863	0.0000600	551.512	0.211	0.000
	3	0.0000215	0.0018113	0.0000600	529.589	0.211	0.000
	4	0.0000215	0.0017363	0.0000600	507.665	0.211	0.000
	5	0.0000215	0.0016613	0.0000600	485.741	0.211	0.000
	6	0.0000215	0.0015864	0.0000600	463.817	0.211	0.000
COMBO 2	1	0.0014695	0.0020019	0.0001745	585.313	14.443	0.000
	2	0.0014695	0.0017837	0.0001745	521.529	14.443	0.000
	3	0.0014695	0.0015656	0.0001745	457.745	14.443	0.000
	4	0.0014695	0.0013474	0.0001745	393.961	14.443	0.000
	5	0.0014695	0.0011293	0.0001745	330.178	14.443	0.000
	6	0.0014695	0.0009111	0.0001745	266.394	14.443	0.000
COMBO 3	1	0.0014695	0.0020019	0.0001745	585.313	14.443	0.000
	2	0.0014695	0.0017837	0.0001745	521.529	14.443	0.000
	3	0.0014695	0.0015656	0.0001745	457.745	14.443	0.000
	4	0.0014695	0.0013474	0.0001745	393.961	14.443	0.000
	5	0.0014695	0.0011293	0.0001745	330.178	14.443	0.000
	6	0.0014695	0.0009111	0.0001745	266.394	14.443	0.000
COMBO 4	1	0.0023687	0.0029791	0.0004872	871.034	41.317	0.000
	2	0.0023687	0.0023701	0.0004872	692.962	41.317	0.000
	3	0.0023687	0.0017610	0.0004872	514.889	41.317	0.000
	4	0.0023687	0.0011520	0.0004872	336.817	41.317	0.000
	5	0.0023687	0.0005429	0.0004872	158.745	41.317	0.000
	6	0.0023687	-0.0000661	0.0004872	-19.327	41.317	0.000

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0000279	0.0029688	0.0001258	868.003	0.274	0.000
	2	0.0000279	0.0028115	0.0001258	822.031	0.274	0.000
	3	0.0000279	0.0026543	0.0001258	776.058	0.274	0.000
	4	0.0000279	0.0024971	0.0001258	730.086	0.274	0.000
	5	0.0000279	0.0023398	0.0001258	684.113	0.274	0.000
	6	0.0000279	0.0021826	0.0001258	638.141	0.274	0.000
COMBO 2	1	0.0018262	0.0021525	0.0002243	629.338	17.949	0.000
	2	0.0018262	0.0018720	0.0002243	547.345	17.949	0.000
	3	0.0018262	0.0015916	0.0002243	465.352	17.949	0.000
	4	0.0018262	0.0013112	0.0002243	383.358	17.949	0.000
	5	0.0018262	0.0010307	0.0002243	301.365	17.949	0.000
	6	0.0018262	0.0007503	0.0002243	219.372	17.949	0.000
COMBO 3	1	0.0017634	0.0019646	0.0002108	574.395	17.332	0.000
	2	0.0017634	0.0017010	0.0002108	497.345	17.332	0.000
	3	0.0017634	0.0014375	0.0002108	420.295	17.332	0.000
	4	0.0017634	0.0011740	0.0002108	343.244	17.332	0.000
	5	0.0017634	0.0009104	0.0002108	266.194	17.332	0.000
	6	0.0017634	0.0006469	0.0002108	189.144	17.332	0.000
COMBO 4	1	0.0023687	0.0029791	0.0004872	871.034	41.317	0.000
	2	0.0023687	0.0023701	0.0004872	692.962	41.317	0.000
	3	0.0023687	0.0017610	0.0004872	514.889	41.317	0.000
	4	0.0023687	0.0011520	0.0004872	336.817	41.317	0.000
	5	0.0023687	0.0005429	0.0004872	158.745	41.317	0.000
	6	0.0023687	-0.0000661	0.0004872	-19.327	41.317	0.000

▣ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

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

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

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

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.125	0	573.436	0.211	0.000	6
	2	1.875	0	551.512	0.211	0.000	6
	3	0.625	0	529.589	0.211	0.000	6
	4	-0.625	0	507.665	0.211	0.000	6
	5	-1.875	0	485.741	0.211	0.000	6
	6	-3.125	0	463.817	0.211	0.000	6
	계			18670.559	7.594	0.000	36
COMBO 2	1	3.125	0	585.313	14.443	0.000	6
	2	1.875	0	521.529	14.443	0.000	6
	3	0.625	0	457.745	14.443	0.000	6
	4	-0.625	0	393.961	14.443	0.000	6
	5	-1.875	0	330.178	14.443	0.000	6
	6	-3.125	0	266.394	14.443	0.000	6
	계			15330.723	519.946	0.000	36
COMBO 3	1	3.125	0	585.313	14.443	0.000	6
	2	1.875	0	521.529	14.443	0.000	6
	3	0.625	0	457.745	14.443	0.000	6
	4	-0.625	0	393.961	14.443	0.000	6
	5	-1.875	0	330.178	14.443	0.000	6
	6	-3.125	0	266.394	14.443	0.000	6
	계			15330.723	519.946	0.000	36
COMBO 4	1	3.125	0	871.034	41.317	0.000	6
	2	1.875	0	692.962	41.317	0.000	6
	3	0.625	0	514.889	41.317	0.000	6
	4	-0.625	0	336.817	41.317	0.000	6
	5	-1.875	0	158.745	41.317	0.000	6
	6	-3.125	0	-19.327	41.317	0.000	6
	계			15330.723	1487.406	0.000	36

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.125	0	868.003	0.274	0.000	6
	2	1.875	0	822.031	0.274	0.000	6
	3	0.625	0	776.058	0.274	0.000	6
	4	-0.625	0	730.086	0.274	0.000	6
	5	-1.875	0	684.113	0.274	0.000	6
	6	-3.125	0	638.141	0.274	0.000	6
	계			27110.588	9.872	0.000	36
COMBO 2	1	3.125	0	629.338	17.949	0.000	6
	2	1.875	0	547.345	17.949	0.000	6
	3	0.625	0	465.352	17.949	0.000	6
	4	-0.625	0	383.358	17.949	0.000	6
	5	-1.875	0	301.365	17.949	0.000	6
	6	-3.125	0	219.372	17.949	0.000	6
	계			15276.777	646.160	0.000	36
COMBO 3	1	3.125	0	574.395	17.332	0.000	6
	2	1.875	0	497.345	17.332	0.000	6
	3	0.625	0	420.295	17.332	0.000	6
	4	-0.625	0	343.244	17.332	0.000	6
	5	-1.875	0	266.194	17.332	0.000	6
	6	-3.125	0	189.144	17.332	0.000	6
	계			13743.705	623.935	0.000	36
COMBO 4	1	3.125	0	871.034	41.317	0.000	6
	2	1.875	0	692.962	41.317	0.000	6
	3	0.625	0	514.889	41.317	0.000	6
	4	-0.625	0	336.817	41.317	0.000	6
	5	-1.875	0	158.745	41.317	0.000	6
	6	-3.125	0	-19.327	41.317	0.000	6
	계			15330.723	1487.406	0.000	36

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : SV001

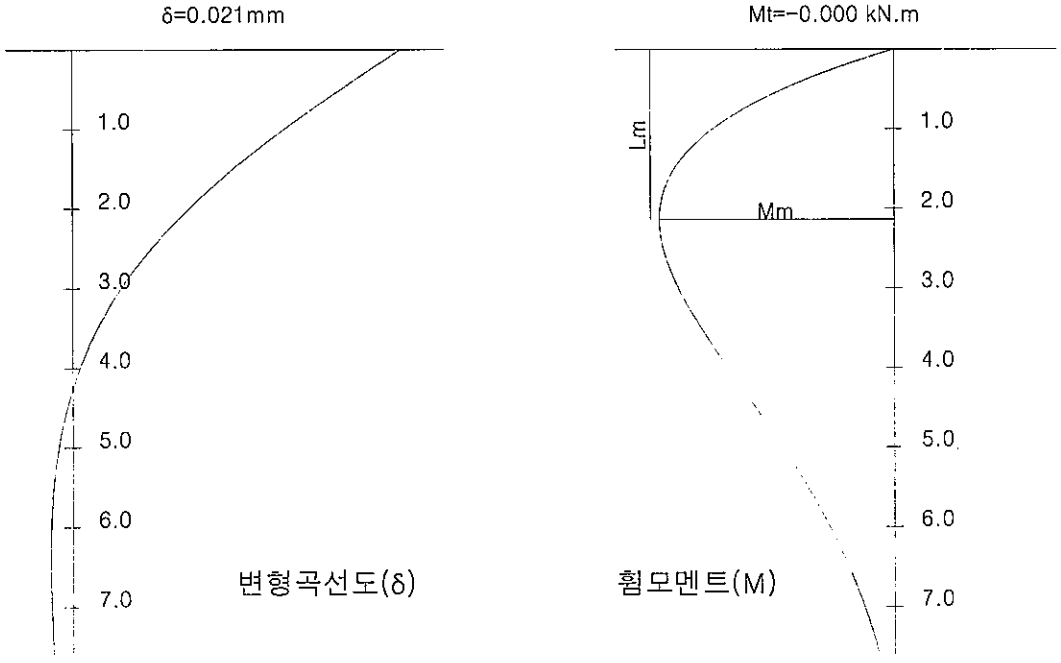
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -0.185 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.021 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.021 mm

㉡ 말뚝의 깊이별·모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-0.211	0.021	
0.507	-0.088	-0.140	0.018	
1.013	-0.144	-0.083	0.014	
1.520	-0.174	-0.038	0.010	
2.027	-0.185	-0.006	0.007	
2.533	-0.182	0.017	0.005	
3.040	-0.169	0.032	0.003	
3.547	-0.150	0.040	0.002	
4.053	-0.129	0.044	0.000	
4.560	-0.107	0.043	0.000	
5.067	-0.085	0.041	-0.001	
5.573	-0.066	0.037	-0.001	
6.080	-0.048	0.032	-0.001	
6.587	-0.034	0.026	-0.001	
7.093	-0.022	0.021	-0.001	
7.600	-0.012	0.017	-0.001	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 2 : SV026

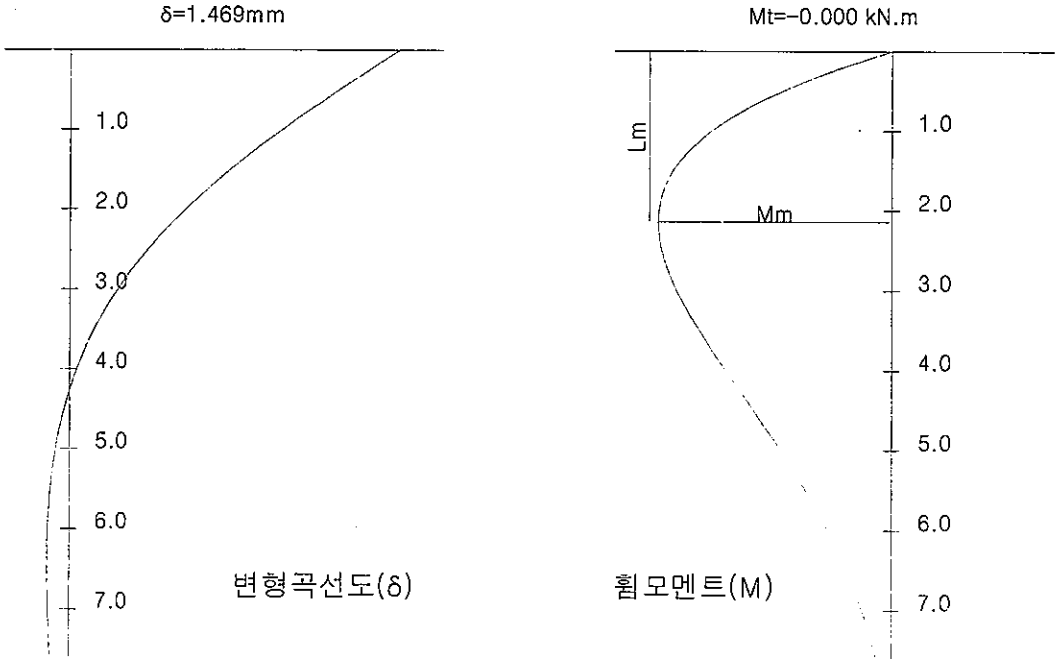
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -12.673 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.469 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.469 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-14.443	1.469	
0.507	-6.040	-9.563	1.199	
1.013	-9.854	-5.650	0.943	
1.520	-11.916	-2.629	0.713	
2.027	-12.651	-0.395	0.513	
2.533	-12.430	1.167	0.346	
3.040	-11.562	2.176	0.211	
3.547	-10.299	2.746	0.106	
4.053	-8.836	2.981	0.027	
4.560	-7.319	2.972	-0.029	
5.067	-5.852	2.794	-0.065	
5.573	-4.505	2.511	-0.087	
6.080	-3.318	2.171	-0.097	
6.587	-2.308	1.812	-0.098	
7.093	-1.480	1.461	-0.093	
7.600	-0.824	1.134	-0.085	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉣ COMBO 3 : SV026

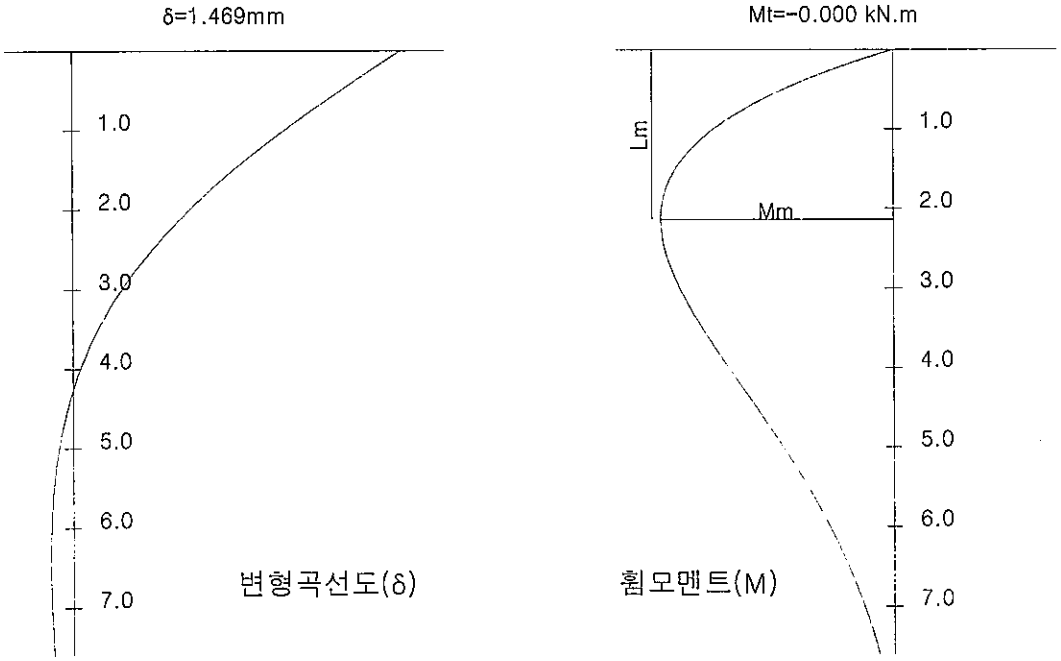
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -12.673 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.469 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.469 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-14.443	1.469	
0.507	-6.040	-9.563	1.199	
1.013	-9.854	-5.650	0.943	
1.520	-11.916	-2.629	0.713	
2.027	-12.651	-0.395	0.513	
2.533	-12.430	1.167	0.346	
3.040	-11.562	2.176	0.211	
3.547	-10.299	2.746	0.106	
4.053	-8.836	2.981	0.027	
4.560	-7.319	2.972	-0.029	
5.067	-5.852	2.794	-0.065	
5.573	-4.505	2.511	-0.087	
6.080	-3.318	2.171	-0.097	
6.587	-2.308	1.812	-0.098	
7.093	-1.480	1.461	-0.093	
7.600	-0.824	1.134	-0.085	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 4 : SV022

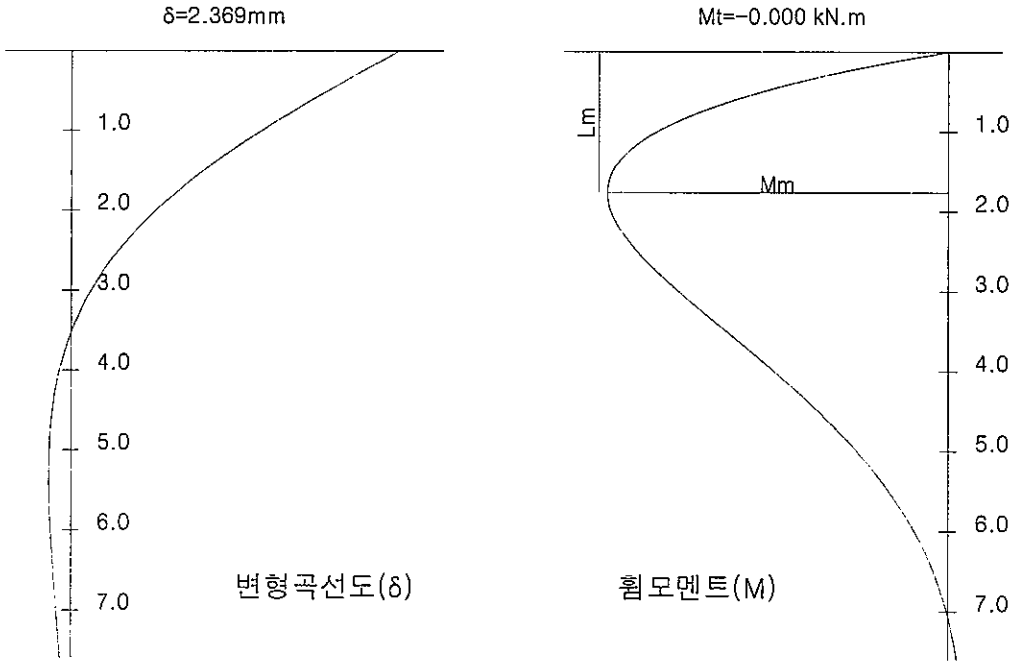
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -29.943 kN.m, 1.766 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.369 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.369 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-41.317	2.369	
0.507	-16.568	-24.775	1.843	
1.013	-25.781	-12.226	1.358	
1.520	-29.559	-3.239	0.940	
2.027	-29.570	2.749	0.597	
2.533	-27.178	6.342	0.330	
3.040	-23.450	8.116	0.133	
3.547	-19.173	8.589	-0.003	
4.053	-14.893	8.193	-0.090	
4.560	-10.958	7.276	-0.138	
5.067	-7.563	6.102	-0.157	
5.573	-4.786	4.859	-0.157	
6.080	-2.629	3.673	-0.144	
6.587	-1.041	2.620	-0.124	
7.093	0.055	1.736	-0.101	
7.600	0.749	1.032	-0.078	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 1 : ULO01

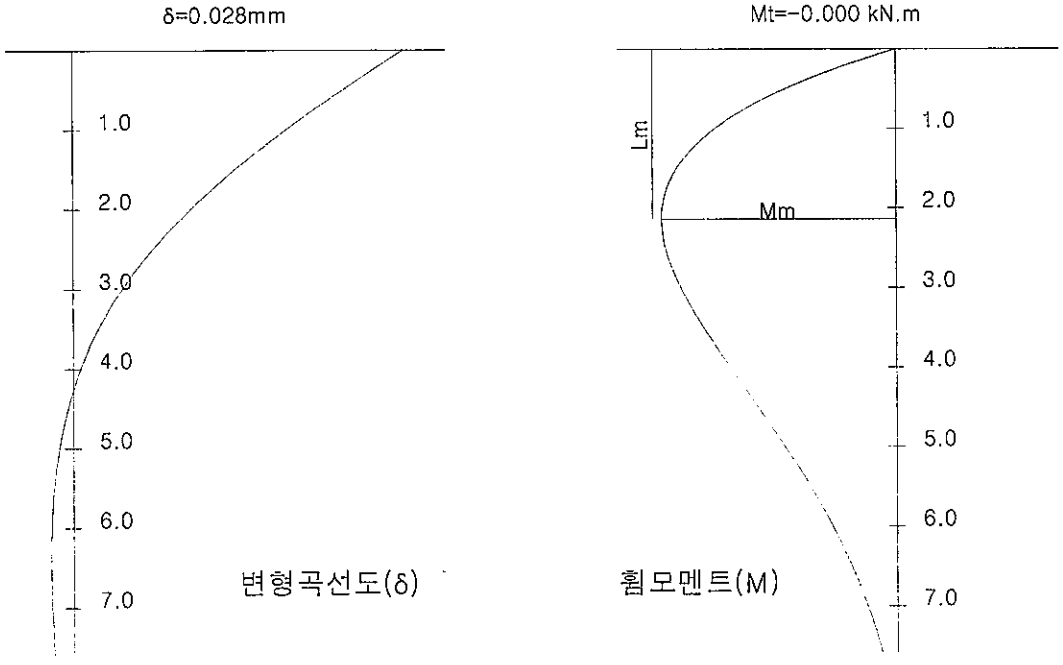
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -0.241 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.028 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.028 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-0.274	0.028	
0.507	-0.115	-0.182	0.023	
1.013	-0.187	-0.107	0.018	
1.520	-0.226	-0.050	0.014	
2.027	-0.240	-0.008	0.010	
2.533	-0.236	0.022	0.007	
3.040	-0.220	0.041	0.004	
3.547	-0.196	0.052	0.002	
4.053	-0.168	0.057	0.001	
4.560	-0.139	0.056	-0.001	
5.067	-0.111	0.053	-0.001	
5.573	-0.086	0.048	-0.002	
6.080	-0.063	0.041	-0.002	
6.587	-0.044	0.034	-0.002	
7.093	-0.028	0.028	-0.002	
7.600	-0.016	0.022	-0.002	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 2 : UE004

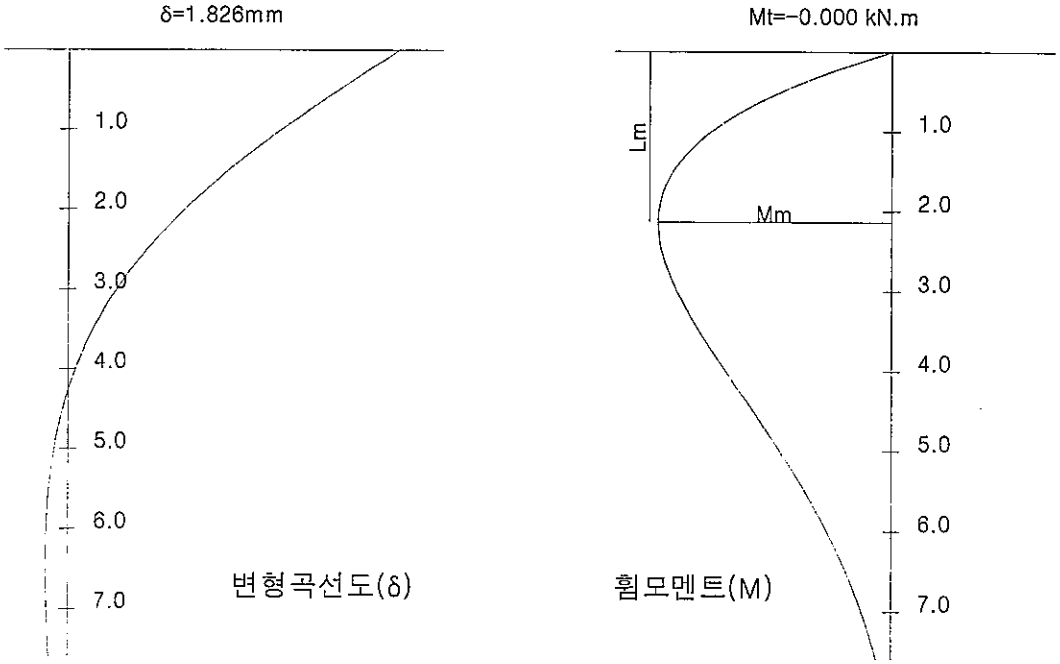
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -15.749 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.826 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.826 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-17.949	1.826	
0.507	-7.506	-11.885	1.490	
1.013	-12.246	-7.022	1.172	
1.520	-14.809	-3.267	0.886	
2.027	-15.722	-0.491	0.638	
2.533	-15.447	1.450	0.430	
3.040	-14.369	2.704	0.262	
3.547	-12.799	3.413	0.131	
4.053	-10.980	3.705	0.034	
4.560	-9.095	3.693	-0.036	
5.067	-7.273	3.472	-0.081	
5.573	-5.599	3.120	-0.108	
6.080	-4.123	2.698	-0.120	
6.587	-2.869	2.252	-0.122	
7.093	-1.839	1.815	-0.116	
7.600	-1.024	1.410	-0.105	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉡ COMBO 3 : UE026

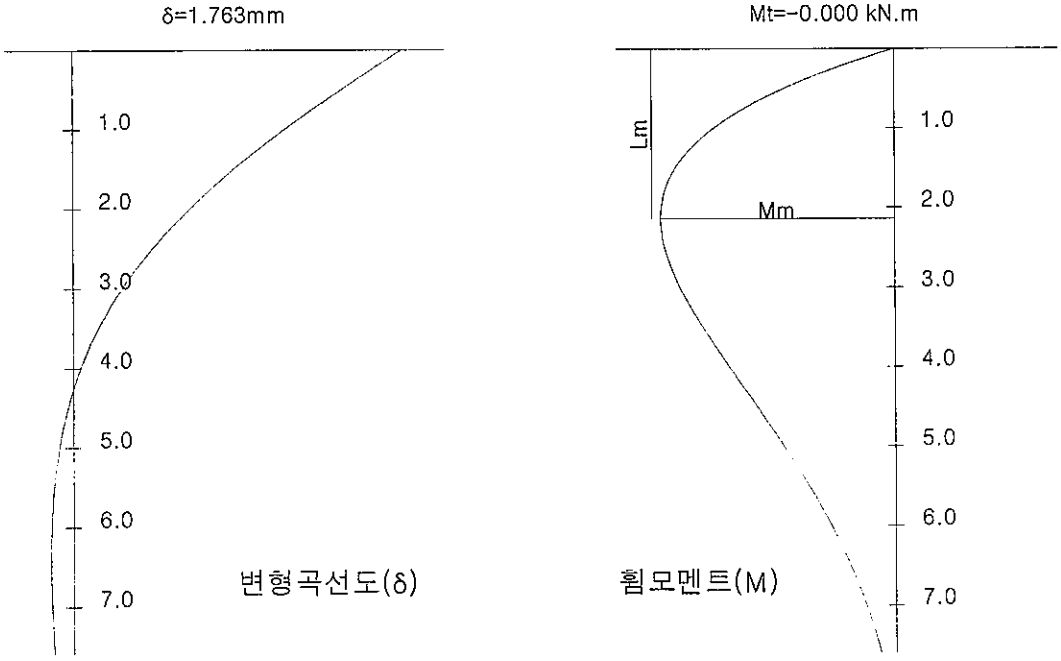
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -15.207 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.763 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.763 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-17.332	1.763	
0.507	-7.248	-11.476	1.439	
1.013	-11.825	-6.780	1.132	
1.520	-14.299	-3.154	0.855	
2.027	-15.181	-0.474	0.616	
2.533	-14.916	1.400	0.415	
3.040	-13.874	2.611	0.253	
3.547	-12.358	3.296	0.127	
4.053	-10.603	3.578	0.032	
4.560	-8.783	3.566	-0.034	
5.067	-7.023	3.353	-0.079	
5.573	-5.406	3.013	-0.104	
6.080	-3.981	2.606	-0.116	
6.587	-2.770	2.175	-0.118	
7.093	-1.776	1.753	-0.112	
7.600	-0.989	1.361	-0.102	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 4 : ULO22

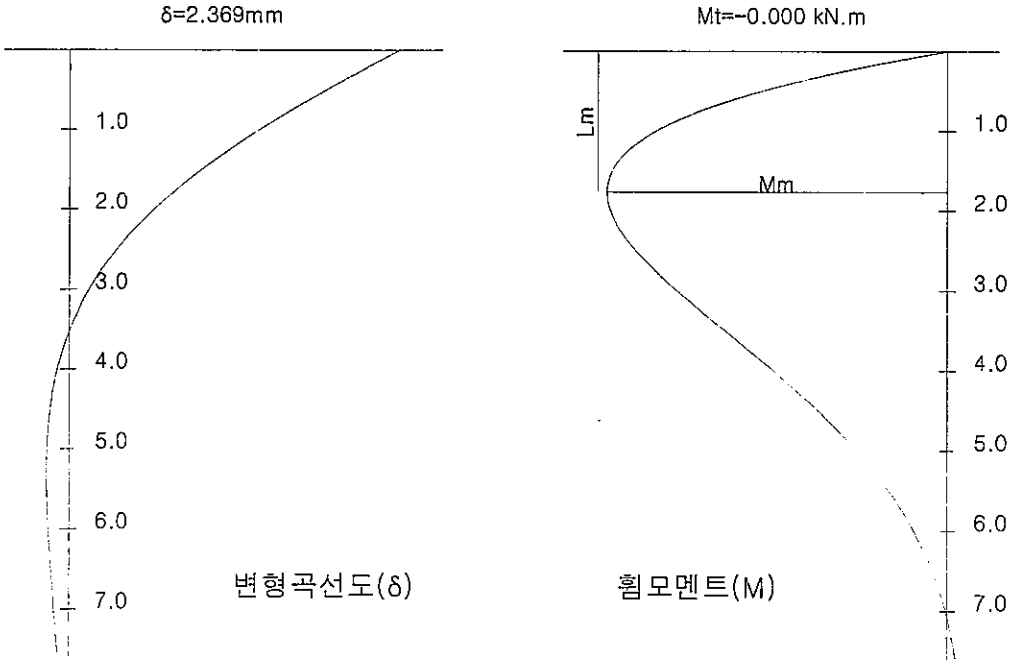
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -29.943 kN.m, 1.766 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.369 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.369 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-41.317	2.369	
0.507	-16.568	-24.775	1.843	
1.013	-25.781	-12.226	1.358	
1.520	-29.559	-3.239	0.940	
2.027	-29.570	2.749	0.597	
2.533	-27.178	6.342	0.330	
3.040	-23.450	8.116	0.133	
3.547	-19.173	8.589	-0.003	
4.053	-14.893	8.193	-0.090	
4.560	-10.958	7.276	-0.138	
5.067	-7.563	6.102	-0.157	
5.573	-4.786	4.859	-0.157	
6.080	-2.629	3.673	-0.144	
6.587	-1.041	2.620	-0.124	
7.093	0.055	1.736	-0.101	
7.600	0.749	1.032	-0.078	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



5) 말뚝의 안정성 검토

① 말뚝의 허용지지력 검토

가) 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 마찰지지 말뚝

Ra = r/n x (Ru - Ws) + Ws - W

Ra1 = 709.000 kN (평상시) : 『별첨자료』 참조

Ra2 = 1063.500 kN (지진시) : 『별첨자료』 참조

말뚝의 주면장 U = π x 0.500 = 1.571 m

U	N-치	토질분류	토층심도	f(kN/m²)	주면마찰력(U*f*L)
1.571	10.000	사질토	6.392	20.000	200.807
1.571	50.000	사질토	1.208	100.000	189.769
1.571	50.000	사질토	-	-	-
계	-	-	-	-	390.577

N≤2 의 지반에는 주면 마찰력을 고려하지 않는다.

나) 말뚝의 허용 수평변위 검토

평상시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 1.4695 mm O.K

지진시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 2.3687 mm O.K

다) 말뚝의 허용인발력

Pa = 1/n x Pu + W ; Pu : 주면마찰력(kN), W : 수중말뚝의 중량

W = π x (0.500² - 0.340²)/ 4 x (25.00-10.00) x 7.600

= 12.034 kN

Pa1 = 1/3.0 x 390.577 + 12.03 = 142.226 kN (평상시)

Pa2 = 1/2.0 x 390.577 + 12.03 = 207.322 kN (지진시)

라) 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	572.170	465.083	709.000	142.226	O.K
	HINGE	573.436	463.817	709.000	142.226	O.K
COMBO 2	FIX	594.191	257.515	709.000	142.226	O.K
	HINGE	585.313	266.394	709.000	142.226	O.K
COMBO 3	FIX	594.191	257.515	709.000	142.226	O.K
	HINGE	585.313	266.394	709.000	142.226	O.K
COMBO 4	FIX	887.605	-35.898	1063.500	207.322	O.K
	HINGE	871.034	-19.327	1063.500	207.322	O.K

② 말뚝의 응력 검토

가) 말뚝의 이음과 장경비에 따른 허용응력의 감소율 검토

: 『도로교설계기준 해설(하부구조편)』 P223 참조

사용 PILE 본당 길이 : 15.00 m / 본

PILE 길이 : 7.70 m

이음개소수 : 0 개소

말뚝이음에 의한 허용응력 감소율 : 0.00%

장경비 (L/D) = 7.60/0.500 = 15.200 < 85 이므로 장경비에 따른 감소 없음.

따라서 허용응력의 총 감소율은 0.00% 적용

나) 말뚝의 휨응력 검토

허용 휨압축응력 fca = 28.000 MPa (평상시)

= 42.000 MPa (지진시)

허용 휨인장응력 fta = 0.000 MPa (평상시)

= -5.000 MPa (지진시)

f = fce ± M/Ze + V/Ae

= 4.104 ± M / 9906000.0 + V / 108500.0

구 분		V(kN)	M(kN.m)	fc	fca	ft	fta	비 고
COMBO 1	FIX	572.170	1.883	9.568	28.00	9.187	0.00	O.K
	HINGE	573.436	0.185	9.408	28.00	9.370	0.00	O.K
COMBO 2	FIX	594.191	12.947	10.887	28.00	8.273	0.00	O.K
	HINGE	585.313	12.673	10.778	28.00	8.219	0.00	O.K
COMBO 3	FIX	594.191	12.947	10.887	28.00	8.273	0.00	O.K
	HINGE	585.313	12.673	10.778	28.00	8.219	0.00	O.K
COMBO 4	FIX	887.605	24.166	14.724	42.00	9.845	-5.00	O.K
	HINGE	871.034	29.943	15.155	42.00	9.109	-5.00	O.K

다) 말뚝의 전단응력 검토

τsa = 0.850 MPa (평상시)

= 1.250 MPa (지진시)

τ = α x Ho / Ap

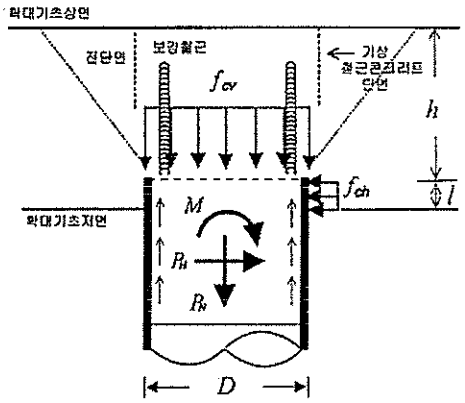
α = $4 \times (D^2 + D \times d + d^2) / (3 \times (D^2 + d^2))$

= $4 \times (500.0^2 + 500.0 \times 340.0 + 340.0^2) / (3 \times (500.0^2 + 340.0^2))$

= 1.953 : 전단형상계수

구 분		H(kN)	τ	τsa	비 고
COMBO 1	FIX	0.211	0.004	0.850	O.K
	HINGE	0.211	0.004	0.850	O.K
COMBO 2	FIX	14.443	0.260	0.850	O.K
	HINGE	14.443	0.260	0.850	O.K
COMBO 3	FIX	14.443	0.260	0.850	O.K
	HINGE	14.443	0.260	0.850	O.K
COMBO 4	FIX	41.317	0.744	1.250	O.K
	HINGE	41.317	0.744	1.250	O.K

6) 말뚝과 확대기초의 결합부 검토



① 압입력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수직지압응력

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

fck : 콘크리트의 설계기준강도(MPa)
PNmax : 상시와 지진시, 말뚝 머리에 작용하는 가장 큰 수직력(N)
D : 말뚝의 외경(mm)
fca : 상시,콘크리트의 허용지압응력 = 0.25fck (MPa), (해설표 참고)
fca' : 지진시, 콘크리트의 허용지압응력 = 1.33 × (0.25fck) (MPa)

-해설 표. 확대기초의 허용지압응력, fca(MPa)

설계기준강도 (fck,MPa)		21	24	27	30
허용지압응력 (fca,MPa)	상시 (fca)	5.25	6.00	6.75	7.50
	지진시 (fca')	6.98	7.98	8.98	9.98

* 수직지압응력(fcv) 검토 (상시)
fcv = 594191.4 / (π/4 x 500 ^{2})
= 3.026 MPa ≤ fca = 6.750 MPa ∴ O.K
* 수직지압응력(fcv) 검토 (지진시)
fcv = 887604.7 / (π/4 x 500 ^{2})
= 4.521 MPa ≤ fca' = 8.978 MPa ∴ O.K

b. 확대기초 콘크리트의 압발전단응력

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

τa3 : 상시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) ,(해설표 참조)
τa3' : 지진시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) ,(해설표 참조)
h : 확대기초의 유효두께 (mm)

-해설 표. 확대기초의 허용수직압발전단응력, τa3(MPa)

콘크리트의 설계기준강도 fck		21	24	27	30
허용압발 전단응력	상시 (τa3)	0.85	0.90	0.95	1.00
	지진시 (τa3')	1.131	1.197	1.264	1.330

* 압발전단응력(τv) 검토 (상시)
τv = 594191.4 / {π x (500 + 1900) x 1900 }
= 0.041 MPa ≤ τa3 = 0.950 MPa ∴ O.K
* 압발전단응력(τv) 검토 (지진시)
τv = 887604.7 / {π x (500 + 1900) x 1900 }
= 0.062 MPa ≤ τa3' = 1.264 MPa ∴ O.K

② 인발력에 대한 검토
원칙적으로 인발력에 대한 검토는 하지 않아도 된다. [도로교 설계기준 해설(하부구조편) P292]

③ 수평력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수평지압응력

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

PHmax : 상시와 지진시, 말뚝머리에 작용하는 최대 말뚝축직각방향력 (N)
l : 말뚝의 매입길이 = 100 mm

* 수평지압응력(fch) 검토 (상시)
fch = 14442.951 / (500 x 100)
= 0.289 MPa ≤ fca = 6.750 MPa ∴ O.K
* 수평지압응력(fch) 검토 (지진시)
fch = 41316.833 / (500 x 100)
= 0.826 MPa ≤ fca' = 8.978 MPa ∴ O.K

b. 확대기초 단부 말뚝에 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)

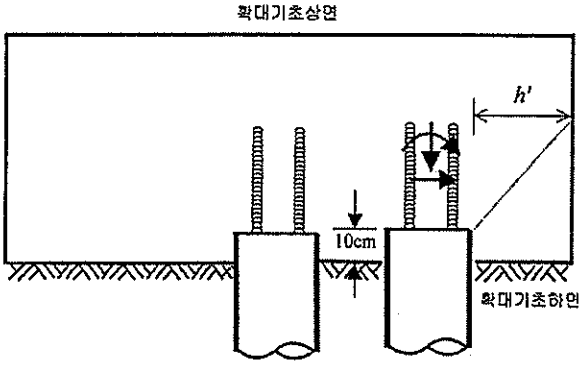
τh = 14442.951 / {400 x (200 + 500 + 800)}

= 0.024 MPa ≤ τa3 = 0.950 MPa ∴ O.K

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (지진시)

τh = 41316.833 / {400 x (200 + 500 + 800)}

= 0.069 MPa ≤ τa3' = 1.264 MPa ∴ O.K



④ 철근정착

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

fsa1 : 이형철근의 허용인장응력 (MPa) ,(해설표 참조)
Ast : 이형철근의 공칭단면적 (㎟) ,(해설표 참조)
U : 이형철근의 공칭둘레길이 (mm)
τoa : 콘크리트의 허용부착응력 (MPa) ,(해설표 참조)
d1 : 이형철근의 공칭지름 (mm)

- 해설 표. 이형철근의 허용응력, fsa1 (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, Ast(㎟)	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, τoa (MPa)

콘크리트의 설계기준강도 (fck)	21.0	24.0	27.0	30.0
이형철근과 콘크리트의 허용부착응력 (τoa)	1.4	1.6	1.7	1.8

* 철근의 정착길이

일반적으로, Lo ≥ Lomin = 35d1 로 하는 것이 좋다. Lomin = 35 x 19.1 = 668.5 mm

Lo = 150.000 x 286.500 / (1.700 x 60.000) = 421.324 (≤ 668.500)
= 668.5 (mm)

이때, 정착길이는 다음을 만족하여야 한다.

L ≥ Lo + D/2 = 668.5 + 500/2 = 918.5 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 (㎟)

A2 : 지지면적 (㎟)

* 연직지압강도

ϕVn = 0.700 x (0.85 x 27.0 x 196349.5)

= 3154355.374 N ≥ PNmax = 868003.201 N ∴ O.K

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)

bp : π × (말뚝직경 + d)

* PUNCHING 전단강도

ϕVn = 0.800 x (⅓ x √27.0 x 7382.7 x 1850)

= 18925182.566 N ≥ PNmax = 868003.201 N ∴ O.K

14. PILE 교축방향 검토

1) 설계조건

① 말뚝의 제원

말뚝 종류	직경(mm)	두께(mm)	종별	길이(m)
내부굴착PC.PHC말뚝	500	80	A	7.600

※ 말뚝길이는 기초평면에 묻힌 100mm는 제외한 길이로 계산한다.

콘크리트 설계기준강도 fck = 80.0 MPa

콘크리트 탄성계수 Ep = 40000.0 MPa

유효프리스트레스 fce = 4.1 MPa

콘크리트 환산단면적 Ae = 0.109 m^2

환산 단면2차모멘트 Ie = 0.0025 m^4

환산 단면계수 Ze = 0.0099 m^3

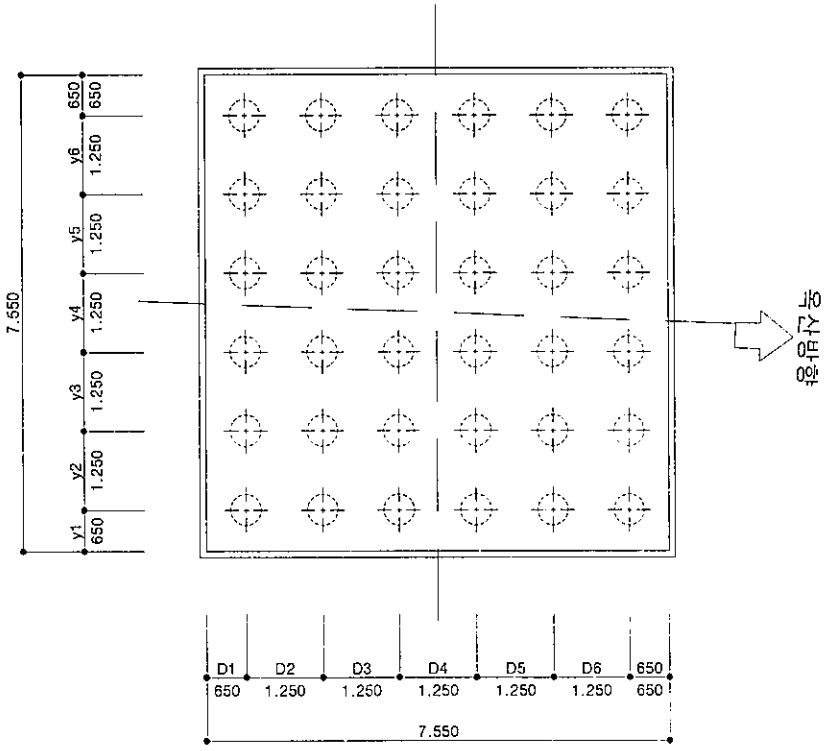
말뚝 머리의 평균 N치 N = 10

말뚝 선단의 평균 N치 N = 50

말뚝 선단의 근입깊이 Df = 1.0 m

원지반으로부터 돌출된 길이 h = 0.0 m

② 말뚝의 배치



2) 말뚝도심에서의 작용하중

구 분		Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	비 고
사용하중	COMBO 1	18670.559	52.548	513.712	SVB05
	COMBO 2	15330.723	105.096	1033.052	SVB04
	COMBO 3	15330.723	105.096	1033.052	SVB26
	COMBO 4	15330.723	1645.000	21182.701	SVB22
계수하중	COMBO 1	27110.587	0.000	6.882	ULB01
	COMBO 2	15276.777	136.625	1344.078	UEB04
	COMBO 3	13743.704	126.115	1240.772	UEB26
	COMBO 4	15330.723	1645.000	21182.701	ULB22

3) 말뚝의 특성치 계산

① 말뚝의 축방향 스프링정수

Ap = Ae = 0.1085 ㎡ : 말뚝의 환산단면적

a = 0.010 x (L/D) + 0.36 = 0.512

Kv = a x Ap x Ep / L = 292378.947 kN/m : 말뚝의 축방향 스프링정수

② 말뚝의 축직각방향 스프링정수

: 1/β 가정된 값이 계산된 값과 일치할 때까지 반복 계산

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

α = 1 (평상시), 2 (지진시)

Eo = 1200 x N = 1200 x 10 = 12000 kN/㎡

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

가) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 평상시

가정된 1/β (m)	계산치 1/β (m)	Kh(kN/㎥)
0.500	2.322	27269.26
2.322	2.681	15331.97
2.681	2.718	14526.25
2.718	2.721	14452.92
2.721	2.722	14446.06
2.722	2.722	14445.42
2.722	2.722	14445.36

Kh = 14445.35 kN/㎥

β = 0.367 m-1

βL = 0.367 x 7.6000 = 2.792 < 3 ∴ 유한장 말뚝으로 설계한다.

나) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 지진시

가정된 1/β (m)	계산치 1/β (m)	Kh(kN/㎥)
0.500	1.952	54538.53
1.952	2.218	32722.73
2.218	2.245	31192.54
2.245	2.248	31052.80
2.248	2.248	31039.74
2.248	2.248	31038.51
2.248	2.248	31038.40

Kh = 31038.39 kN/㎥

β = 0.445 m-1

βL = 0.445 x 7.6000 = 3.381 ≥ 3 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

4) 말뚝의 변위 및 부재력

① 말뚝머리 고정일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	19657.232	34885.956	$4EI\beta^3$	kN/m
K2	26749.559	39210.478	$2EI\beta^2$	kN/rad
K3	26749.559	39210.478	$2EI\beta^2$	kN/rad
K4	72801.594	88142.151	$2EI\beta$	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	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	707660.4	1255894.4
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{(K_v - K_1)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	-962984.1	-1411577.2
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	10525642.1	10525642.1
Aya,Aay	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i + K_2\sin\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	50589278.4	51141538.5
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		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)		δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	0.0000904	0.0017738	0.0000119	COMBO 1	0.0000002	0.0025757	0.0000001
COMBO 2	0.0001810	0.0014565	0.0000239	COMBO 2	0.0002353	0.0014514	0.0000310
COMBO 3	0.0001810	0.0014565	0.0000239	COMBO 3	0.0002172	0.0013057	0.0000287
COMBO 4	0.0018322	0.0014565	0.0004648	COMBO 4	0.0018322	0.0014565	0.0004648

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 1.832 ㎜ ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 ㎜ ∴ O.K

다) 말뚝의 작용력과 말뚝머리에서의 반력

▣ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

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

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

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0000904	0.0018109	0.0000119	529.477	1.460	-1.554
	2	0.0000904	0.0017961	0.0000119	525.137	1.460	-1.554
	3	0.0000904	0.0017812	0.0000119	520.797	1.460	-1.554
	4	0.0000904	0.0017664	0.0000119	516.457	1.460	-1.554
	5	0.0000904	0.0017515	0.0000119	512.116	1.460	-1.554
	6	0.0000904	0.0017367	0.0000119	507.776	1.460	-1.554
COMBO 2	1	0.0001810	0.0015311	0.0000239	447.659	2.919	-3.104
	2	0.0001810	0.0015013	0.0000239	438.937	2.919	-3.104
	3	0.0001810	0.0014714	0.0000239	430.215	2.919	-3.104
	4	0.0001810	0.0014416	0.0000239	421.492	2.919	-3.104
	5	0.0001810	0.0014118	0.0000239	412.770	2.919	-3.104
	6	0.0001810	0.0013819	0.0000239	404.048	2.919	-3.104
COMBO 3	1	0.0001810	0.0015311	0.0000239	447.659	2.919	-3.104
	2	0.0001810	0.0015013	0.0000239	438.937	2.919	-3.104
	3	0.0001810	0.0014714	0.0000239	430.215	2.919	-3.104
	4	0.0001810	0.0014416	0.0000239	421.492	2.919	-3.104
	5	0.0001810	0.0014118	0.0000239	412.770	2.919	-3.104
	6	0.0001810	0.0013819	0.0000239	404.048	2.919	-3.104
COMBO 4	1	0.0018322	0.0029089	0.0004648	850.506	45.694	-30.876
	2	0.0018322	0.0023280	0.0004648	680.645	45.694	-30.876
	3	0.0018322	0.0017470	0.0004648	510.784	45.694	-30.876
	4	0.0018322	0.0011660	0.0004648	340.923	45.694	-30.876
	5	0.0018322	0.0005851	0.0004648	171.062	45.694	-30.876
	6	0.0018322	0.0000041	0.0004648	1.201	45.694	-30.876

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0000002	0.0025761	0.0000001	753.199	0.000	0.005
	2	0.0000002	0.0025759	0.0000001	753.148	0.000	0.005
	3	0.0000002	0.0025758	0.0000001	753.097	0.000	0.005
	4	0.0000002	0.0025756	0.0000001	753.046	0.000	0.005
	5	0.0000002	0.0025754	0.0000001	752.995	0.000	0.005
	6	0.0000002	0.0025752	0.0000001	752.944	0.000	0.005
COMBO 2	1	0.0002353	0.0015484	0.0000310	452.723	3.795	-4.034
	2	0.0002353	0.0015096	0.0000310	441.376	3.795	-4.034
	3	0.0002353	0.0014708	0.0000310	430.028	3.795	-4.034
	4	0.0002353	0.0014320	0.0000310	418.681	3.795	-4.034
	5	0.0002353	0.0013932	0.0000310	407.334	3.795	-4.034
	6	0.0002353	0.0013544	0.0000310	395.987	3.795	-4.034
COMBO 3	1	0.0002172	0.0013953	0.0000287	407.957	3.503	-3.724
	2	0.0002172	0.0013595	0.0000287	397.482	3.503	-3.724
	3	0.0002172	0.0013236	0.0000287	387.007	3.503	-3.724
	4	0.0002172	0.0012878	0.0000287	376.532	3.503	-3.724
	5	0.0002172	0.0012520	0.0000287	366.057	3.503	-3.724
	6	0.0002172	0.0012162	0.0000287	355.582	3.503	-3.724
COMBO 4	1	0.0018322	0.0029089	0.0004648	850.506	45.694	-30.876
	2	0.0018322	0.0023280	0.0004648	680.645	45.694	-30.876
	3	0.0018322	0.0017470	0.0004648	510.784	45.694	-30.876
	4	0.0018322	0.0011660	0.0004648	340.923	45.694	-30.876
	5	0.0018322	0.0005851	0.0004648	171.062	45.694	-30.876
	6	0.0018322	0.0000041	0.0004648	1.201	45.694	-30.876

▣ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

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

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

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

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.125	0	529.477	1.460	-1.554	6
	2	1.875	0	525.137	1.460	-1.554	6
	3	0.625	0	520.797	1.460	-1.554	6
	4	-0.625	0	516.457	1.460	-1.554	6
	5	-1.875	0	512.116	1.460	-1.554	6
	6	-3.125	0	507.776	1.460	-1.554	6
	계			18670.559	52.548	513.712	36
COMBO 2	1	3.125	0	447.659	2.919	-3.104	6
	2	1.875	0	438.937	2.919	-3.104	6
	3	0.625	0	430.215	2.919	-3.104	6
	4	-0.625	0	421.492	2.919	-3.104	6
	5	-1.875	0	412.770	2.919	-3.104	6
	6	-3.125	0	404.048	2.919	-3.104	6
	계			15330.723	105.096	1033.052	36
COMBO 3	1	3.125	0	447.659	2.919	-3.104	6
	2	1.875	0	438.937	2.919	-3.104	6
	3	0.625	0	430.215	2.919	-3.104	6
	4	-0.625	0	421.492	2.919	-3.104	6
	5	-1.875	0	412.770	2.919	-3.104	6
	6	-3.125	0	404.048	2.919	-3.104	6
	계			15330.723	105.096	1033.052	36
COMBO 4	1	3.125	0	850.506	45.694	-30.876	6
	2	1.875	0	680.645	45.694	-30.876	6
	3	0.625	0	510.784	45.694	-30.876	6
	4	-0.625	0	340.923	45.694	-30.876	6
	5	-1.875	0	171.062	45.694	-30.876	6
	6	-3.125	0	1.201	45.694	-30.876	6
	계			15330.723	1645.000	21182.701	36

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.125	0	753.199	0.000	0.005	6
	2	1.875	0	753.148	0.000	0.005	6
	3	0.625	0	753.097	0.000	0.005	6
	4	-0.625	0	753.046	0.000	0.005	6
	5	-1.875	0	752.995	0.000	0.005	6
	6	-3.125	0	752.944	0.000	0.005	6
	계			27110.588	0.000	6.882	36
COMBO 2	1	3.125	0	452.723	3.795	-4.034	6
	2	1.875	0	441.376	3.795	-4.034	6
	3	0.625	0	430.028	3.795	-4.034	6
	4	-0.625	0	418.681	3.795	-4.034	6
	5	-1.875	0	407.334	3.795	-4.034	6
	6	-3.125	0	395.987	3.795	-4.034	6
	계			15276.777	136.625	1344.078	36
COMBO 3	1	3.125	0	407.957	3.503	-3.724	6
	2	1.875	0	397.482	3.503	-3.724	6
	3	0.625	0	387.007	3.503	-3.724	6
	4	-0.625	0	376.532	3.503	-3.724	6
	5	-1.875	0	366.057	3.503	-3.724	6
	6	-3.125	0	355.582	3.503	-3.724	6
	계			13743.705	126.115	1240.772	36
COMBO 4	1	3.125	0	850.506	45.694	-30.876	6
	2	1.875	0	680.645	45.694	-30.876	6
	3	0.625	0	510.784	45.694	-30.876	6
	4	-0.625	0	340.923	45.694	-30.876	6
	5	-1.875	0	171.062	45.694	-30.876	6
	6	-3.125	0	1.201	45.694	-30.876	6
	계			15330.723	1645.000	21182.701	36

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : SVB05

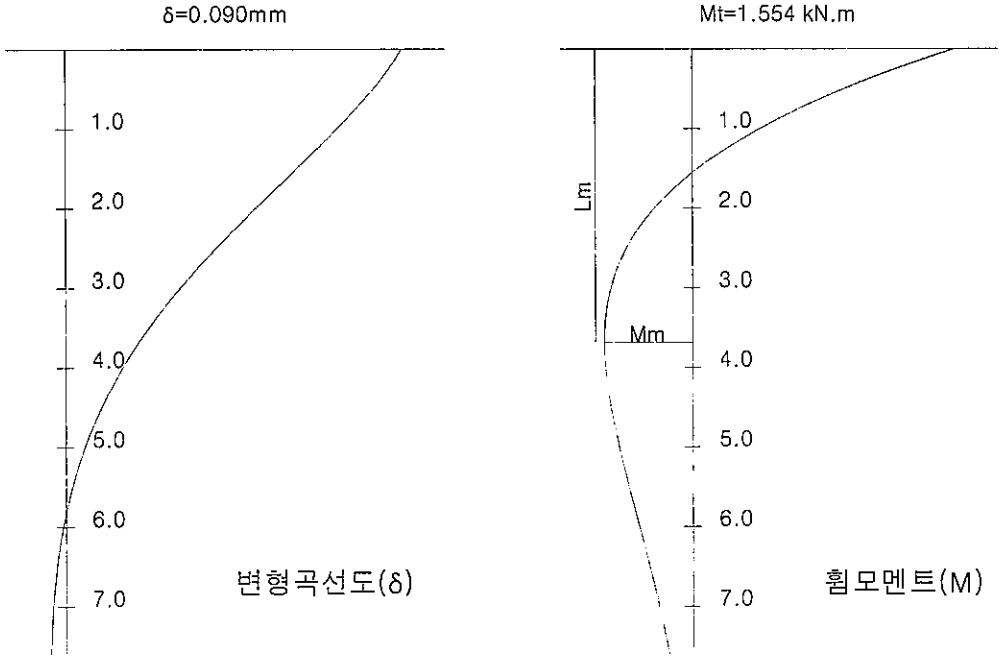
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -0.524 kN.m, 3.692 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.090 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.090 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	1.554	-1.460	0.090	
0.507	0.896	-1.142	0.083	
1.013	0.391	-0.857	0.073	
1.520	0.021	-0.612	0.061	
2.027	-0.236	-0.407	0.050	
2.533	-0.399	-0.243	0.040	
3.040	-0.488	-0.116	0.030	
3.547	-0.522	-0.022	0.022	
4.053	-0.515	0.045	0.015	
4.560	-0.481	0.088	0.009	
5.067	-0.429	0.112	0.005	
5.573	-0.369	0.123	0.001	
6.080	-0.307	0.123	-0.001	
6.587	-0.246	0.116	-0.003	
7.093	-0.190	0.105	-0.004	
7.600	-0.140	0.091	-0.004	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉡ COMBO 2 : SVB04

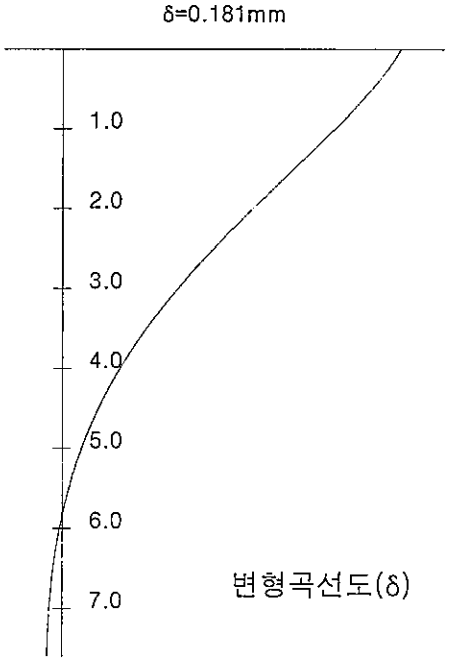
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

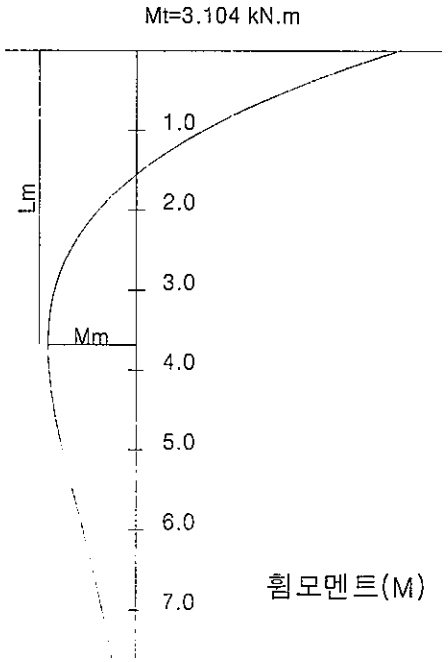
- 최대모멘트 및 깊이 : -1.048 kN.m, 3.689 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.181 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.181 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	3.104	-2.919	0.181	
0.507	1.788	-2.283	0.165	
1.013	0.779	-1.714	0.145	
1.520	0.038	-1.223	0.123	
2.027	-0.474	-0.814	0.101	
2.533	-0.800	-0.485	0.079	
3.040	-0.979	-0.231	0.060	
3.547	-1.045	-0.042	0.043	
4.053	-1.031	0.090	0.029	
4.560	-0.962	0.176	0.018	
5.067	-0.859	0.225	0.009	
5.573	-0.739	0.246	0.003	
6.080	-0.613	0.246	-0.002	
6.587	-0.492	0.232	-0.005	
7.093	-0.379	0.209	-0.007	
7.600	-0.280	0.181	-0.008	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉡ COMBO 3 : SVB26

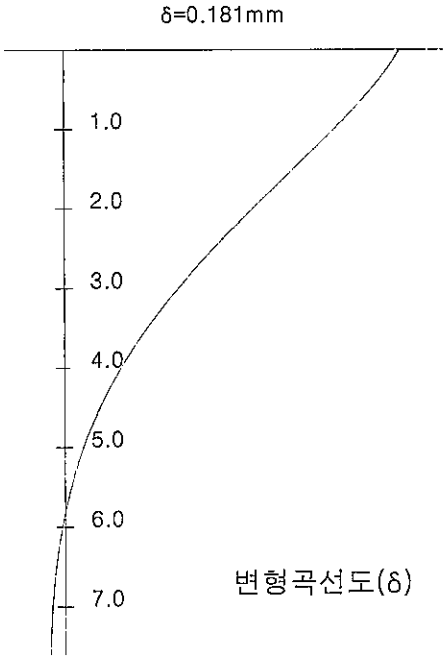
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

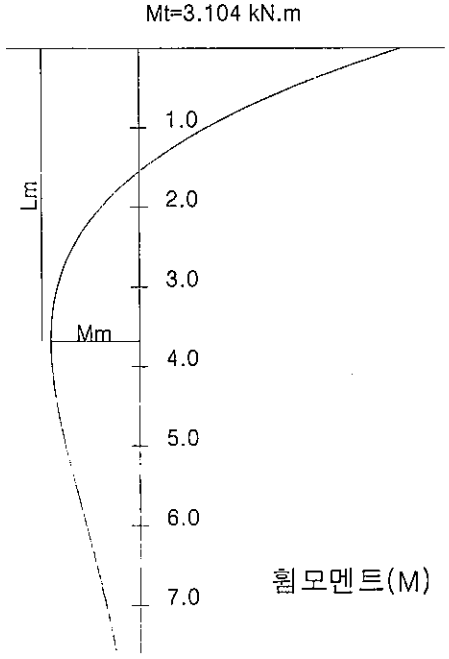
- 최대모멘트 및 깊이 : -1.048 kN.m, 3.689 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.181 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.181 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	3.104	-2.919	0.181	
0.507	1.788	-2.283	0.165	
1.013	0.779	-1.714	0.145	
1.520	0.038	-1.223	0.123	
2.027	-0.474	-0.814	0.101	
2.533	-0.800	-0.485	0.079	
3.040	-0.979	-0.231	0.060	
3.547	-1.045	-0.042	0.043	
4.053	-1.031	0.090	0.029	
4.560	-0.962	0.176	0.018	
5.067	-0.859	0.225	0.009	
5.573	-0.739	0.246	0.003	
6.080	-0.613	0.246	-0.002	
6.587	-0.492	0.232	-0.005	
7.093	-0.379	0.209	-0.007	
7.600	-0.280	0.181	-0.008	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉲ COMBO 4 : SVB22

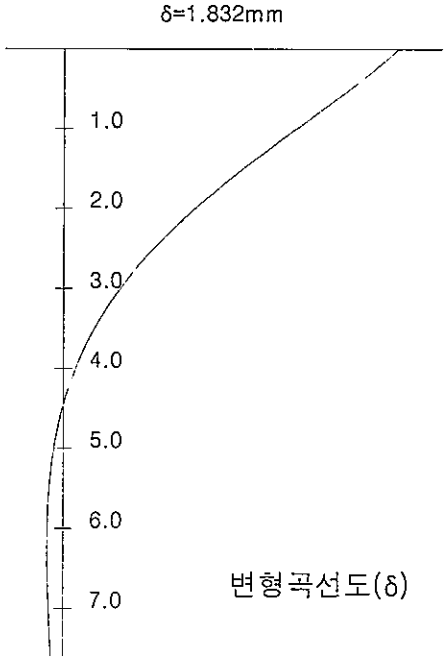
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

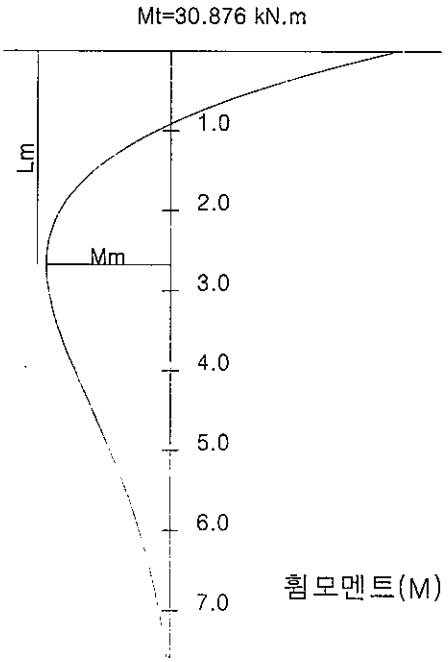
- 최대모멘트 및 깊이 : -16.799 kN.m, 2.678 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.832 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.832 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	30.876	-45.694	1.832	
0.507	11.206	-32.300	1.566	
1.013	-2.235	-21.146	1.269	
1.520	-10.617	-12.325	0.977	
2.027	-15.097	-5.705	0.712	
2.533	-16.727	-1.025	0.485	
3.040	-16.408	2.040	0.302	
3.547	-14.875	3.828	0.160	
4.053	-12.691	4.656	0.057	
4.560	-10.271	4.806	-0.014	
5.067	-7.896	4.512	-0.057	
5.573	-5.742	3.959	-0.081	
6.080	-3.905	3.285	-0.089	
6.587	-2.417	2.590	-0.087	
7.093	-1.273	1.936	-0.079	
7.600	-0.441	1.363	-0.067	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 2 : UEB04

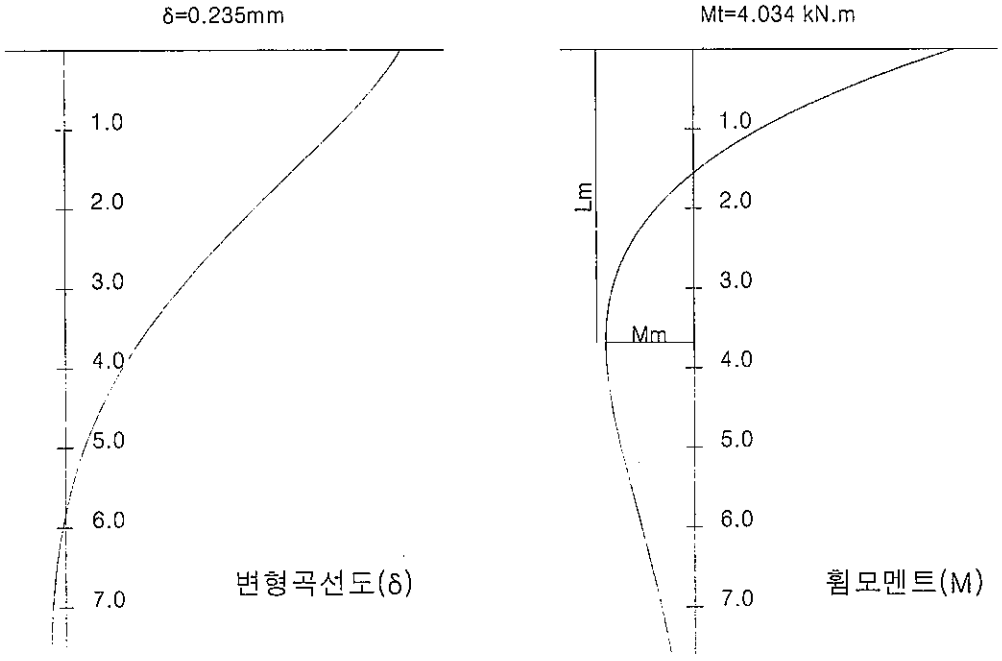
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -1.363 kN.m, 3.689 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.235 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.235 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	4.034	-3.795	0.235	
0.507	2.324	-2.968	0.215	
1.013	1.012	-2.228	0.189	
1.520	0.049	-1.589	0.160	
2.027	-0.617	-1.058	0.131	
2.533	-1.041	-0.631	0.103	
3.040	-1.273	-0.300	0.078	
3.547	-1.359	-0.055	0.056	
4.053	-1.341	0.117	0.038	
4.560	-1.251	0.229	0.023	
5.067	-1.117	0.293	0.012	
5.573	-0.960	0.320	0.003	
6.080	-0.797	0.320	-0.003	
6.587	-0.639	0.302	-0.007	
7.093	-0.493	0.272	-0.009	
7.600	-0.364	0.236	-0.010	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 3 : UEB26

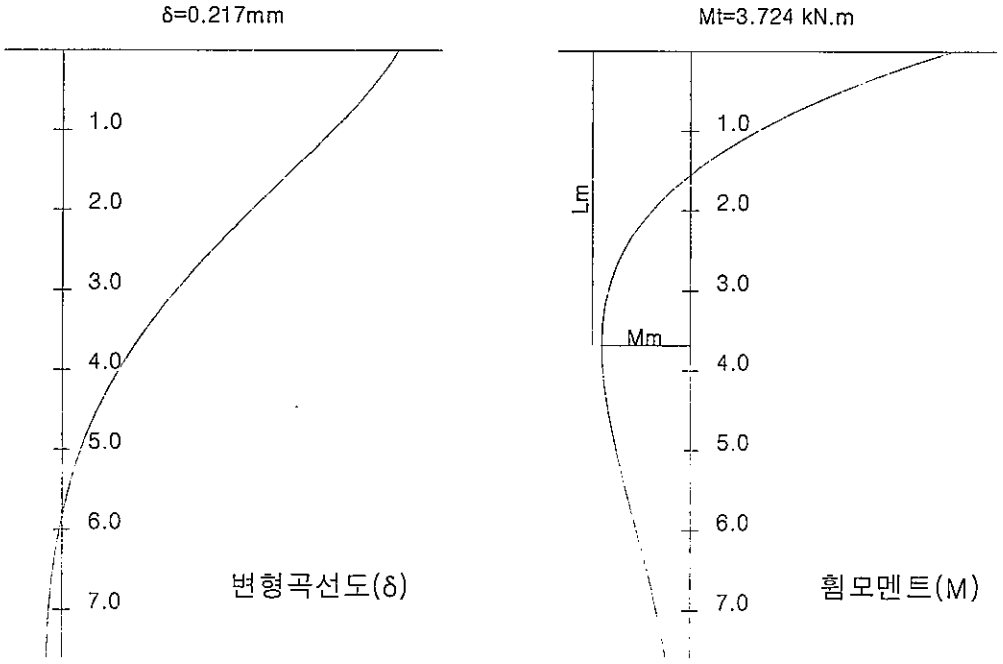
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -1.258 kN.m, 3.689 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.217 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.217 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	3.724	-3.503	0.217	
0.507	2.145	-2.740	0.199	
1.013	0.934	-2.057	0.174	
1.520	0.045	-1.467	0.148	
2.027	-0.570	-0.977	0.121	
2.533	-0.961	-0.582	0.095	
3.040	-1.175	-0.277	0.072	
3.547	-1.255	-0.051	0.052	
4.053	-1.238	0.108	0.035	
4.560	-1.155	0.211	0.022	
5.067	-1.031	0.270	0.011	
5.573	-0.887	0.295	0.003	
6.080	-0.736	0.296	-0.003	
6.587	-0.590	0.279	-0.006	
7.093	-0.455	0.251	-0.009	
7.600	-0.336	0.218	-0.010	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉡ COMBO 4 : ULB22

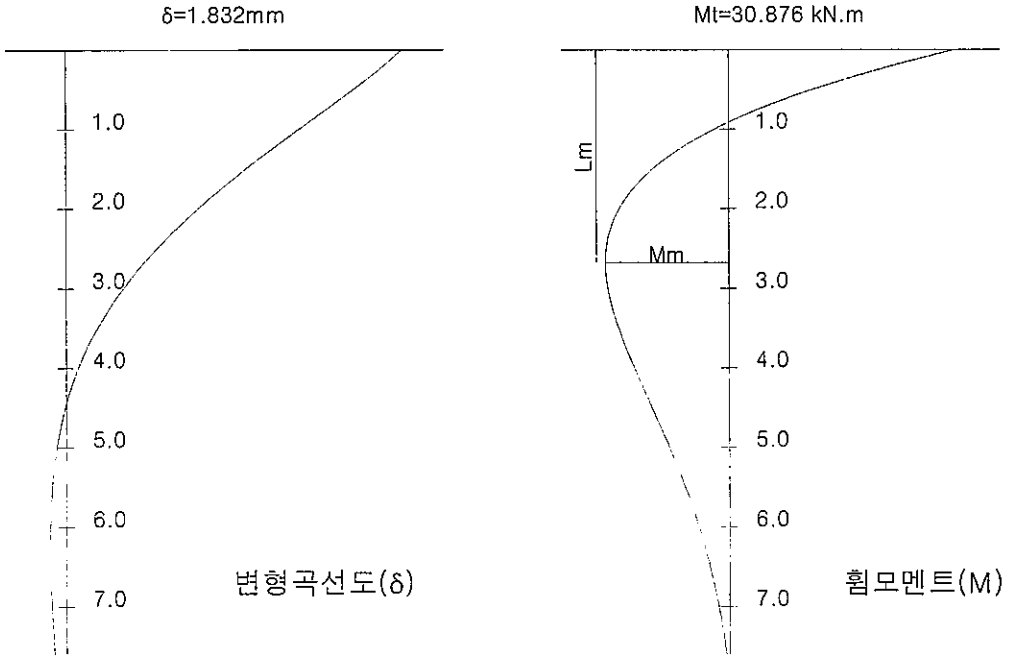
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -16.799 kN.m, 2.678 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.832 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.832 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	30.876	-45.694	1.832	
0.507	11.206	-32.300	1.566	
1.013	-2.235	-21.146	1.269	
1.520	-10.617	-12.325	0.977	
2.027	-15.097	-5.705	0.712	
2.533	-16.727	-1.025	0.485	
3.040	-16.408	2.040	0.302	
3.547	-14.875	3.828	0.160	
4.053	-12.691	4.656	0.057	
4.560	-10.271	4.806	-0.014	
5.067	-7.896	4.512	-0.057	
5.573	-5.742	3.959	-0.081	
6.080	-3.905	3.285	-0.089	
6.587	-2.417	2.590	-0.087	
7.093	-1.273	1.936	-0.079	
7.600	-0.441	1.363	-0.067	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



② 말뚝머리 힌지일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	9828.616	17442.978	$2EI\ \beta^3$	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	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	353830.2	627947.2
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{(K_v - K_1)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	10525642.1	10525642.1
Aya,Aay	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i + K_2\sin\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	47968421.1	47968421.1
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		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)		δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	0.0001485	0.0017738	0.0000107	COMBO 1	0.0000000	0.0025757	0.0000001
COMBO 2	0.0002970	0.0014565	0.0000215	COMBO 2	0.0003861	0.0014514	0.0000280
COMBO 3	0.0002970	0.0014565	0.0000215	COMBO 3	0.0003564	0.0013057	0.0000259
COMBO 4	0.0026196	0.0014565	0.0004416	COMBO 4	0.0026196	0.0014565	0.0004416

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 2.620 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ O.K

다) 말뚝의 작용력과 말뚝머리에서의 반력

▣ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

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

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

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0001485	0.0018073	0.0000107	528.412	1.460	0.000
	2	0.0001485	0.0017939	0.0000107	524.498	1.460	0.000
	3	0.0001485	0.0017805	0.0000107	520.584	1.460	0.000
	4	0.0001485	0.0017671	0.0000107	516.670	1.460	0.000
	5	0.0001485	0.0017537	0.0000107	512.756	1.460	0.000
	6	0.0001485	0.0017403	0.0000107	508.842	1.460	0.000
COMBO 2	1	0.0002970	0.0015238	0.0000215	445.531	2.919	0.000
	2	0.0002970	0.0014969	0.0000215	437.660	2.919	0.000
	3	0.0002970	0.0014700	0.0000215	429.789	2.919	0.000
	4	0.0002970	0.0014431	0.0000215	421.918	2.919	0.000
	5	0.0002970	0.0014161	0.0000215	414.047	2.919	0.000
	6	0.0002970	0.0013892	0.0000215	406.176	2.919	0.000
COMBO 3	1	0.0002970	0.0015238	0.0000215	445.531	2.919	0.000
	2	0.0002970	0.0014969	0.0000215	437.660	2.919	0.000
	3	0.0002970	0.0014700	0.0000215	429.789	2.919	0.000
	4	0.0002970	0.0014431	0.0000215	421.918	2.919	0.000
	5	0.0002970	0.0014161	0.0000215	414.047	2.919	0.000
	6	0.0002970	0.0013892	0.0000215	406.176	2.919	0.000
COMBO 4	1	0.0026196	0.0028365	0.0004416	829.333	45.694	0.000
	2	0.0026196	0.0022845	0.0004416	667.941	45.694	0.000
	3	0.0026196	0.0017325	0.0004416	506.549	45.694	0.000
	4	0.0026196	0.0011805	0.0004416	345.157	45.694	0.000
	5	0.0026196	0.0006285	0.0004416	183.765	45.694	0.000
	6	0.0026196	0.0000765	0.0004416	22.373	45.694	0.000

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0000000	0.0025761	0.0000001	753.203	0.000	0.000
	2	0.0000000	0.0025759	0.0000001	753.151	0.000	0.000
	3	0.0000000	0.0025758	0.0000001	753.098	0.000	0.000
	4	0.0000000	0.0025756	0.0000001	753.046	0.000	0.000
	5	0.0000000	0.0025754	0.0000001	752.993	0.000	0.000
	6	0.0000000	0.0025752	0.0000001	752.941	0.000	0.000
COMBO 2	1	0.0003861	0.0015389	0.0000280	449.956	3.795	0.000
	2	0.0003861	0.0015039	0.0000280	439.716	3.795	0.000
	3	0.0003861	0.0014689	0.0000280	429.475	3.795	0.000
	4	0.0003861	0.0014339	0.0000280	419.235	3.795	0.000
	5	0.0003861	0.0013988	0.0000280	408.994	3.795	0.000
	6	0.0003861	0.0013638	0.0000280	398.753	3.795	0.000
COMBO 3	1	0.0003564	0.0013866	0.0000259	405.403	3.503	0.000
	2	0.0003564	0.0013542	0.0000259	395.950	3.503	0.000
	3	0.0003564	0.0013219	0.0000259	386.496	3.503	0.000
	4	0.0003564	0.0012896	0.0000259	377.043	3.503	0.000
	5	0.0003564	0.0012572	0.0000259	367.589	3.503	0.000
	6	0.0003564	0.0012249	0.0000259	358.136	3.503	0.000
COMBO 4	1	0.0026196	0.0028365	0.0004416	829.333	45.694	0.000
	2	0.0026196	0.0022845	0.0004416	667.941	45.694	0.000
	3	0.0026196	0.0017325	0.0004416	506.549	45.694	0.000
	4	0.0026196	0.0011805	0.0004416	345.157	45.694	0.000
	5	0.0026196	0.0006285	0.0004416	183.765	45.694	0.000
	6	0.0026196	0.0000765	0.0004416	22.373	45.694	0.000

▣ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

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

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

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

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.125	0	528.412	1.460	0.000	6
	2	1.875	0	524.498	1.460	0.000	6
	3	0.625	0	520.584	1.460	0.000	6
	4	-0.625	0	516.670	1.460	0.000	6
	5	-1.875	0	512.756	1.460	0.000	6
	6	-3.125	0	508.842	1.460	0.000	6
	계			18670.559	52.548	0.000	36
COMBO 2	1	3.125	0	445.531	2.919	0.000	6
	2	1.875	0	437.660	2.919	0.000	6
	3	0.625	0	429.789	2.919	0.000	6
	4	-0.625	0	421.918	2.919	0.000	6
	5	-1.875	0	414.047	2.919	0.000	6
	6	-3.125	0	406.176	2.919	0.000	6
	계			15330.723	105.096	0.000	36
COMBO 3	1	3.125	0	445.531	2.919	0.000	6
	2	1.875	0	437.660	2.919	0.000	6
	3	0.625	0	429.789	2.919	0.000	6
	4	-0.625	0	421.918	2.919	0.000	6
	5	-1.875	0	414.047	2.919	0.000	6
	6	-3.125	0	406.176	2.919	0.000	6
	계			15330.723	105.096	0.000	36
COMBO 4	1	3.125	0	829.333	45.694	0.000	6
	2	1.875	0	667.941	45.694	0.000	6
	3	0.625	0	506.549	45.694	0.000	6
	4	-0.625	0	345.157	45.694	0.000	6
	5	-1.875	0	183.765	45.694	0.000	6
	6	-3.125	0	22.373	45.694	0.000	6
	계			15330.723	1645.000	0.000	36

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.125	0	753.203	0.000	0.000	6
	2	1.875	0	753.151	0.000	0.000	6
	3	0.625	0	753.098	0.000	0.000	6
	4	-0.625	0	753.046	0.000	0.000	6
	5	-1.875	0	752.993	0.000	0.000	6
	6	-3.125	0	752.941	0.000	0.000	6
	계			27110.588	0.000	0.000	36
COMBO 2	1	3.125	0	449.956	3.795	0.000	6
	2	1.875	0	439.716	3.795	0.000	6
	3	0.625	0	429.475	3.795	0.000	6
	4	-0.625	0	419.235	3.795	0.000	6
	5	-1.875	0	408.994	3.795	0.000	6
	6	-3.125	0	398.753	3.795	0.000	6
	계			15276.777	136.625	0.000	36
COMBO 3	1	3.125	0	405.403	3.503	0.000	6
	2	1.875	0	395.950	3.503	0.000	6
	3	0.625	0	386.496	3.503	0.000	6
	4	-0.625	0	377.043	3.503	0.000	6
	5	-1.875	0	367.589	3.503	0.000	6
	6	-3.125	0	358.136	3.503	0.000	6
	계			13743.705	126.115	0.000	36
COMBO 4	1	3.125	0	829.333	45.694	0.000	6
	2	1.875	0	667.941	45.694	0.000	6
	3	0.625	0	506.549	45.694	0.000	6
	4	-0.625	0	345.157	45.694	0.000	6
	5	-1.875	0	183.765	45.694	0.000	6
	6	-3.125	0	22.373	45.694	0.000	6
	계			15330.723	1645.000	0.000	36

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : SVB05

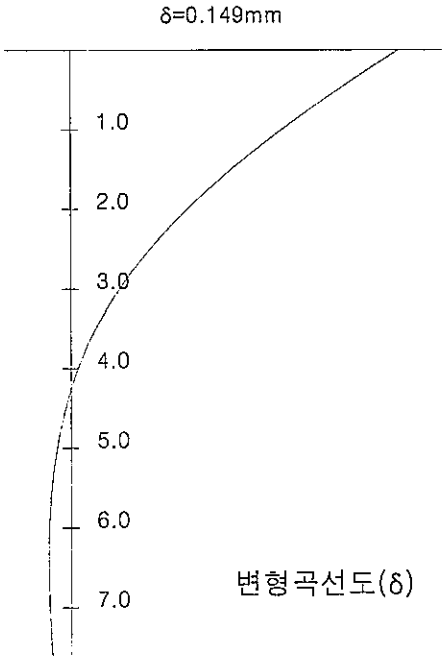
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

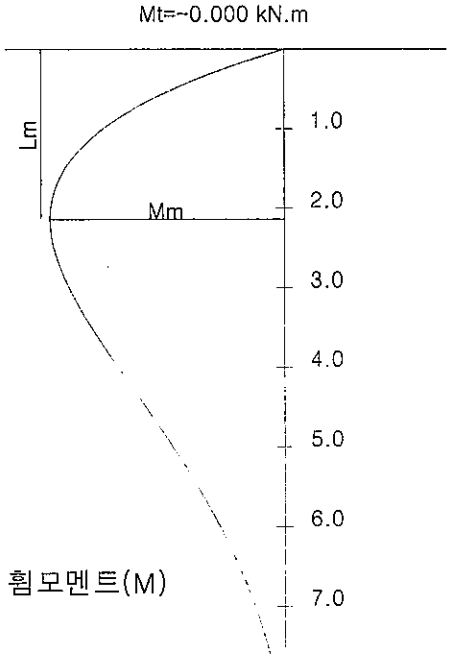
- 최대모멘트 및 깊이 : -1.281 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.149 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.149 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-1.460	0.149	
0.507	-0.610	-0.967	0.121	
1.013	-0.996	-0.571	0.095	
1.520	-1.204	-0.266	0.072	
2.027	-1.279	-0.040	0.052	
2.533	-1.256	0.118	0.035	
3.040	-1.169	0.220	0.021	
3.547	-1.041	0.278	0.011	
4.053	-0.893	0.301	0.003	
4.560	-0.740	0.300	-0.003	
5.067	-0.591	0.282	-0.007	
5.573	-0.455	0.254	-0.009	
6.080	-0.335	0.219	-0.010	
6.587	-0.233	0.183	-0.010	
7.093	-0.150	0.148	-0.009	
7.600	-0.083	0.115	-0.009	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉯ COMBO 2 : SVBO4

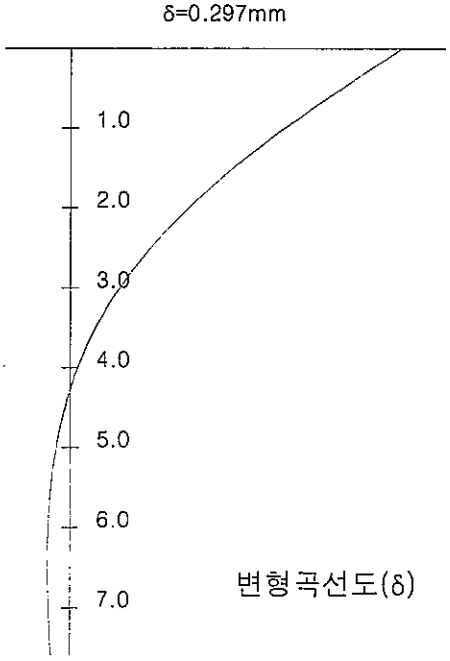
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -2.562 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.297 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.297 mm

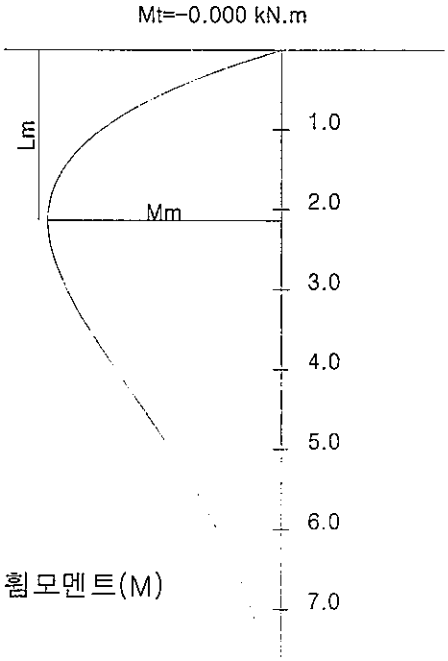
㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-2.919	0.297	
0.507	-1.221	-1.933	0.242	
1.013	-1.992	-1.142	0.191	
1.520	-2.409	-0.531	0.144	
2.027	-2.557	-0.080	0.104	
2.533	-2.512	0.236	0.070	
3.040	-2.337	0.440	0.043	
3.547	-2.082	0.555	0.021	
4.053	-1.786	0.603	0.005	
4.560	-1.479	0.601	-0.006	
5.067	-1.183	0.565	-0.013	
5.573	-0.911	0.508	-0.018	
6.080	-0.671	0.439	-0.020	
6.587	-0.467	0.366	-0.020	
7.093	-0.299	0.295	-0.019	
7.600	-0.167	0.229	-0.017	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



변형곡선도(δ)



휨모멘트(M)

㉰ COMBO 3 : SVB26

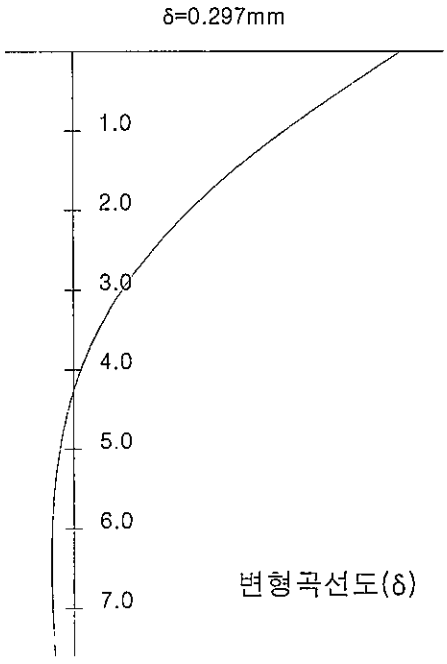
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

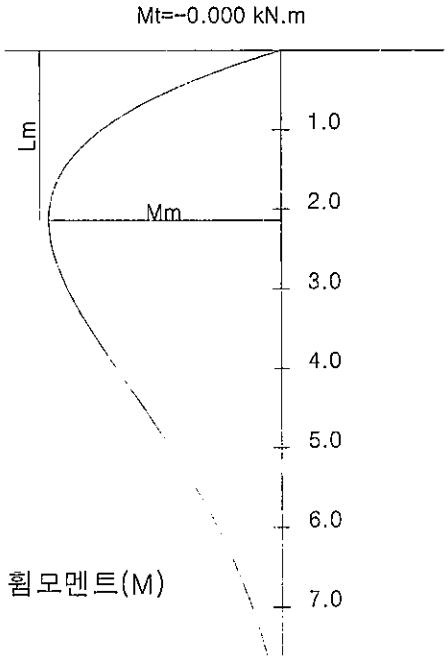
- 최대모멘트 및 깊이 : -2.562 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.297 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.297 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-2.919	0.297	
0.507	-1.221	-1.933	0.242	
1.013	-1.992	-1.142	0.191	
1.520	-2.409	-0.531	0.144	
2.027	-2.557	-0.080	0.104	
2.533	-2.512	0.236	0.070	
3.040	-2.337	0.440	0.043	
3.547	-2.082	0.555	0.021	
4.053	-1.786	0.603	0.005	
4.560	-1.479	0.601	-0.006	
5.067	-1.183	0.565	-0.013	
5.573	-0.911	0.508	-0.018	
6.080	-0.671	0.439	-0.020	
6.587	-0.467	0.366	-0.020	
7.093	-0.299	0.295	-0.019	
7.600	-0.167	0.229	-0.017	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉲ COMBO 4 : SVB22

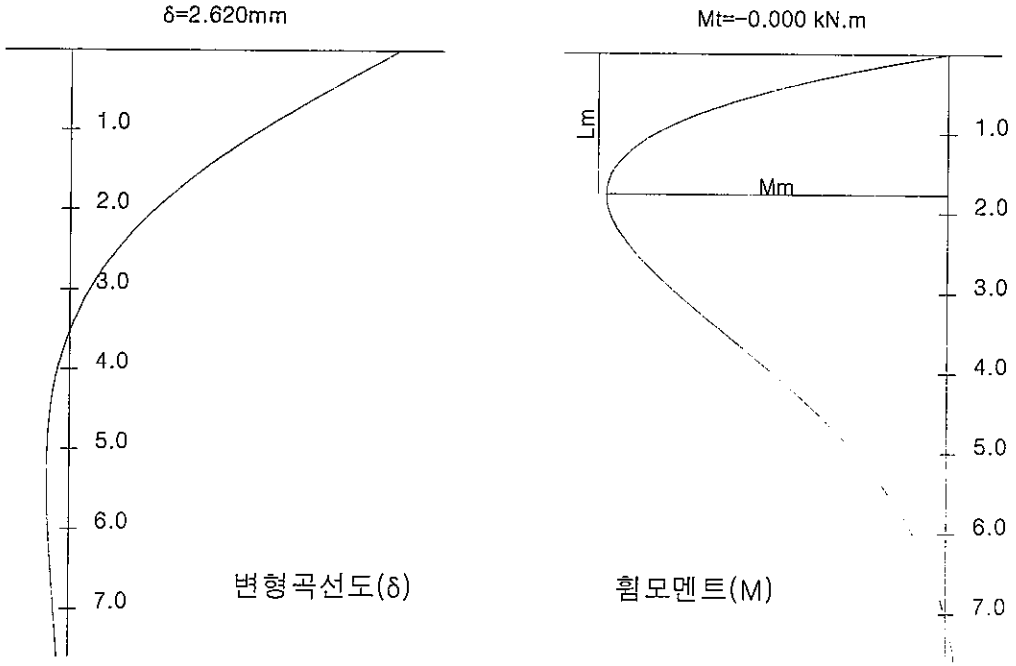
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -33.116 kN.m, 1.766 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.620 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.620 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-45.694	2.620	
0.507	-18.324	-27.399	2.038	
1.013	-28.512	-13.521	1.502	
1.520	-32.691	-3.582	1.039	
2.027	-32.703	3.041	0.660	
2.533	-30.057	7.014	0.364	
3.040	-25.935	8.976	0.147	
3.547	-21.204	9.498	-0.004	
4.053	-16.471	9.061	-0.099	
4.560	-12.119	8.047	-0.152	
5.067	-8.364	6.749	-0.174	
5.573	-5.293	5.374	-0.173	
6.080	-2.907	4.063	-0.159	
6.587	-1.151	2.897	-0.137	
7.093	0.061	1.920	-0.112	
7.600	0.828	1.142	-0.087	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 2 : UEB04

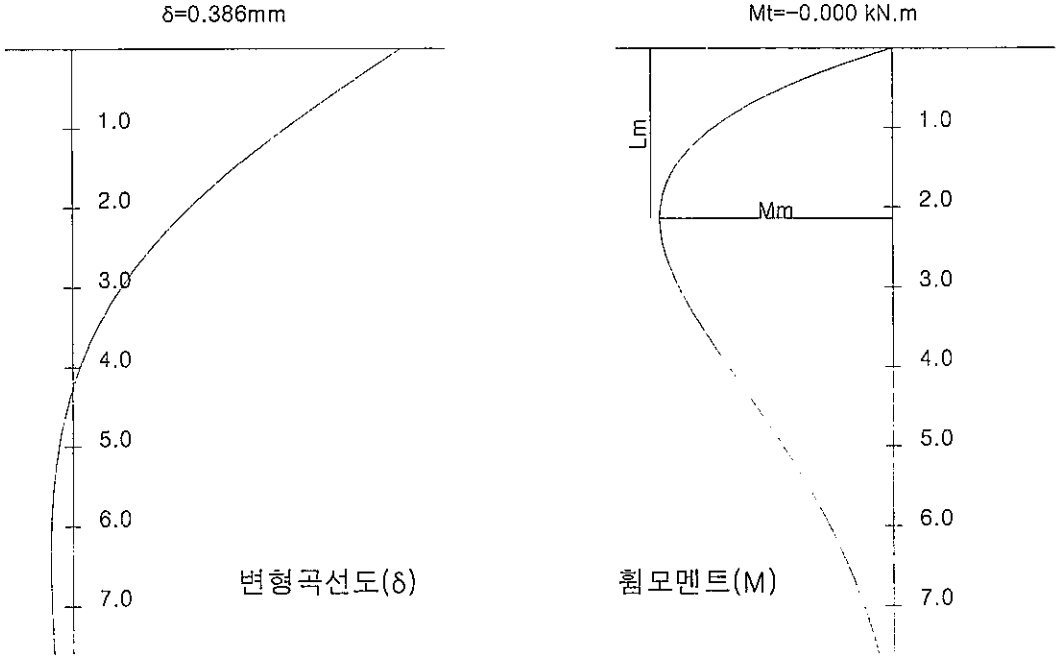
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -3.330 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.386 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.386 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-3.795	0.386	
0.507	-1.587	-2.513	0.315	
1.013	-2.589	-1.485	0.248	
1.520	-3.131	-0.691	0.187	
2.027	-3.324	-0.104	0.135	
2.533	-3.266	0.307	0.091	
3.040	-3.038	0.572	0.055	
3.547	-2.706	0.722	0.028	
4.053	-2.322	0.783	0.007	
4.560	-1.923	0.781	-0.008	
5.067	-1.538	0.734	-0.017	
5.573	-1.184	0.660	-0.023	
6.080	-0.872	0.571	-0.025	
6.587	-0.607	0.476	-0.026	
7.093	-0.389	0.384	-0.025	
7.600	-0.216	0.298	-0.022	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉣ COMBO 3 : UEB26

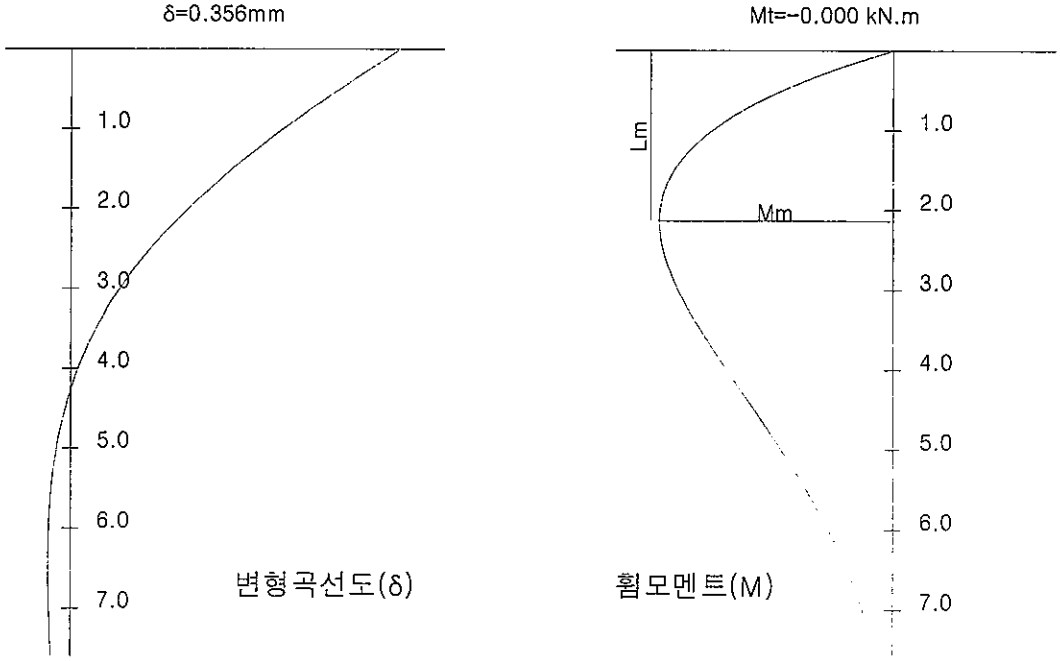
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -3.074 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.356 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.356 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-3.503	0.356	
0.507	-1.465	-2.320	0.291	
1.013	-2.390	-1.371	0.229	
1.520	-2.890	-0.638	0.173	
2.027	-3.069	-0.096	0.124	
2.533	-3.015	0.283	0.084	
3.040	-2.804	0.528	0.051	
3.547	-2.498	0.666	0.026	
4.053	-2.143	0.723	0.007	
4.560	-1.775	0.721	-0.007	
5.067	-1.420	0.678	-0.016	
5.573	-1.093	0.609	-0.021	
6.080	-0.805	0.527	-0.024	
6.587	-0.560	0.440	-0.024	
7.093	-0.359	0.354	-0.023	
7.600	-0.200	0.275	-0.021	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉣ COMBO 4 : ULB22

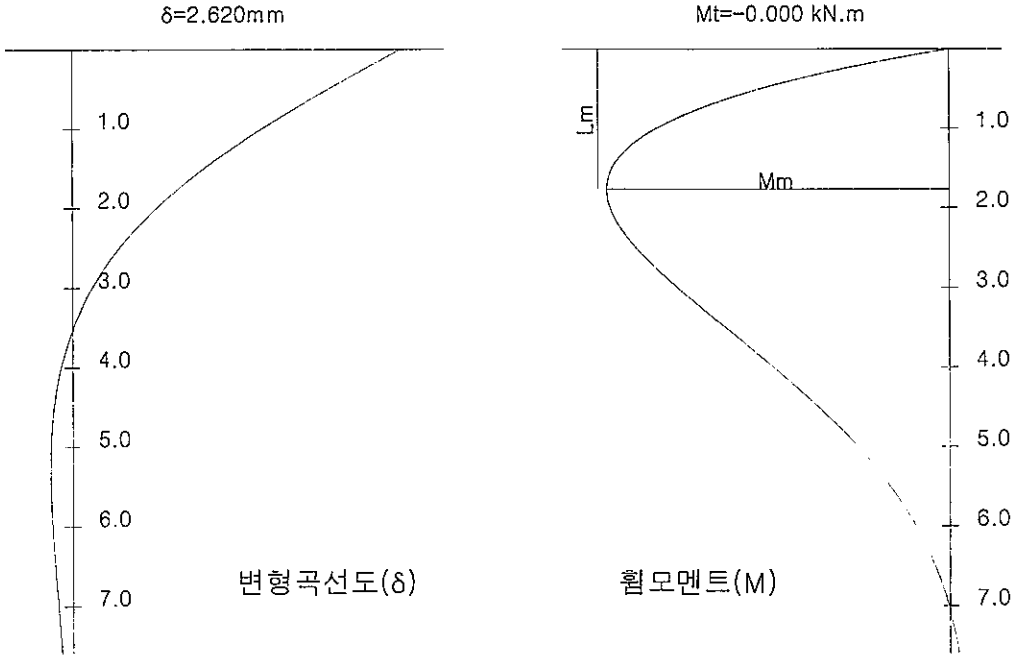
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -33.116 kN.m, 1.766 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.620 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.620 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-45.694	2.620	
0.507	-18.324	-27.399	2.038	
1.013	-28.512	-13.521	1.502	
1.520	-32.691	-3.582	1.039	
2.027	-32.703	3.041	0.660	
2.533	-30.057	7.014	0.364	
3.040	-25.935	8.976	0.147	
3.547	-21.204	9.498	-0.004	
4.053	-16.471	9.061	-0.099	
4.560	-12.119	8.047	-0.152	
5.067	-8.364	6.749	-0.174	
5.573	-5.293	5.374	-0.173	
6.080	-2.907	4.063	-0.159	
6.587	-1.151	2.897	-0.137	
7.093	0.061	1.920	-0.112	
7.600	0.828	1.142	-0.087	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



5) 말뚝의 안정성 검토

① 말뚝의 허용지지력 검토

가) 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 마찰지지 말뚝

Ra = r/n x (Ru - Ws) + Ws - W

Ra1 = 709.000 kN (평상시) : 『별첨자료』 참조

Ra2 = 1063.500 kN (지진시) : 『별첨자료』 참조

말뚝의 주면장 U = π x 0.500 = 1.571 ㎡

U	N-치	토질분류	토층심도	f(kN/m²)	주면마찰력(U*f*L)
1.571	10.000	사질토	6.392	20.000	200.807
1.571	50.000	사질토	1.208	100.000	189.769
1.571	50.000	사질토	-	-	-
계	-	-	-	-	390.577

N≤2 의 지반에는 주면 마찰력을 고려하지 않는다.

나) 말뚝의 허용 수평변위 검토

평상시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 0.2970 mm O.K

지진시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 2.6196 mm O.K

다) 말뚝의 허용인발력

Pa = 1/n x Pu + W ; Pu : 주면마찰력(kN), W : 수중말뚝의 중량

W = π x (0.500² - 0.340²)/ 4 x (25.00-10.00) x 7.600

= 12.034 kN

Pa1 = 1/3.0 x 390.577 + 12.03 = 142.226 kN (평상시)

Pa2 = 1/2.0 x 390.577 + 12.03 = 207.322 kN (지진시)

라) 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	529.477	507.776	709.000	142.226	O.K
	HINGE	528.412	508.842	709.000	142.226	O.K
COMBO 2	FIX	447.659	404.048	709.000	142.226	O.K
	HINGE	445.531	406.176	709.000	142.226	O.K
COMBO 3	FIX	447.659	404.048	709.000	142.226	O.K
	HINGE	445.531	406.176	709.000	142.226	O.K
COMBO 4	FIX	850.506	1.201	1063.500	207.322	O.K
	HINGE	829.333	22.373	1063.500	207.322	O.K

② 말뚝의 응력 검토

가) 말뚝의 이음과 장경비에 따른 허용응력의 감소율 검토

: 『도로교설계기준 해설(하부구조편)』 P223 참조

사용 PILE 본당 길이 : 15.00 m / 본

PILE 길이 : 7.70 m

이음개소수 : 0 개소

말뚝이음에 의한 허용응력 감소율 : 0.00%

장경비 (L/D) = 7.60/0.500 = 15.200 < 85 이므로 장경비에 따른 감소 없음.

따라서 허용응력의 총 감소율은 0.00% 적용

나) 말뚝의 휨응력 검토

허용 휨압축응력 fca = 28.000 MPa (평상시)

= 42.000 MPa (지진시)

허용 휨인장응력 fta = 0.000 MPa (평상시)

= -5.000 MPa (지진시)

f = fce ± M/Ze + V/Ae

= 4.104 ± M / 9906000.0 + V / 108500.0

구 분		V(kN)	M(kN.m)	fc	fca	ft	fta	비 고
COMBO 1	FIX	529.477	1.554	9.141	28.00	8.827	0.00	O.K
	HINGE	528.412	1.281	9.103	28.00	8.845	0.00	O.K
COMBO 2	FIX	447.659	3.104	8.543	28.00	7.917	0.00	O.K
	HINGE	445.531	2.562	8.469	28.00	7.952	0.00	O.K
COMBO 3	FIX	447.659	3.104	8.543	28.00	7.917	0.00	O.K
	HINGE	445.531	2.562	8.469	28.00	7.952	0.00	O.K
COMBO 4	FIX	850.506	30.876	15.060	42.00	8.826	-5.00	O.K
	HINGE	829.333	33.116	15.091	42.00	8.405	-5.00	O.K

다) 말뚝의 전단응력 검토

τsa = 0.850 MPa (평상시)

= 1.250 MPa (지진시)

τ = α x Ho / Ap

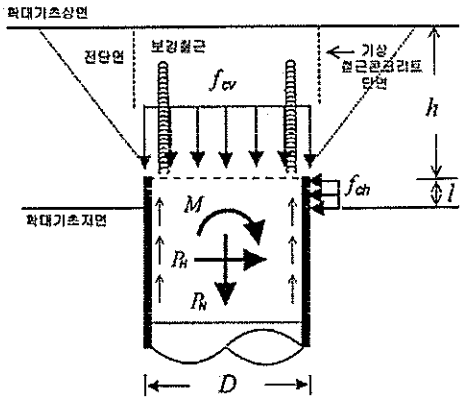
α = $4 \times (D^2 + D \times d + d^2) / (3 \times (D^2 + d^2))$

= $4 \times (500.0^2 + 500.0 \times 340.0 + 340.0^2) / (3 \times (500.0^2 + 340.0^2))$

= 1.953 : 전단형상계수

구 분		H(kN)	τ	τsa	비 고
COMBO 1	FIX	1.460	0.026	0.850	O.K
	HINGE	1.460	0.026	0.850	O.K
COMBO 2	FIX	2.919	0.053	0.850	O.K
	HINGE	2.919	0.053	0.850	O.K
COMBO 3	FIX	2.919	0.053	0.850	O.K
	HINGE	2.919	0.053	0.850	O.K
COMBO 4	FIX	45.694	0.823	1.250	O.K
	HINGE	45.694	0.823	1.250	O.K

6) 말뚝과 확대기초의 결합부 검토



① 압입력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수직지압응력

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

fck : 콘크리트의 설계기준강도(MPa)
PNmax : 상시와 지진시, 말뚝 머리에 작용하는 가장 큰 수직력(N)
D : 말뚝의 외경(mm)
fca : 상시,콘크리트의 허용지압응력 = 0.25fck (MPa), (해설표 참고)
fca' : 지진시, 콘크리트의 허용지압응력 = 1.33 × (0.25fck) (MPa)

-해설 표. 확대기초의 허용지압응력, fca(MPa)

설계기준강도 (fck,MPa)		21	24	27	30
허용지압응력 (fca,MPa)	상시 (fca)	5.25	6.00	6.75	7.50
	지진시 (fca')	6.98	7.98	8.98	9.98

* 수직지압응력(fcv) 검토 (상시)
fcv = 529477.3 / (π/4 x 500 ²)
= 2.697 MPa ≤ fca = 6.750 MPa ∴ O.K
* 수직지압응력(fcv) 검토 (지진시)
fcv = 850505.5 / (π/4 x 500 ²)
= 4.332 MPa ≤ fca' = 8.978 MPa ∴ O.K

b. 확대기초 콘크리트의 압발전단응력

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

τa3 : 상시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) ,(해설표 참조)
τa3' : 지진시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) ,(해설표 참조)
h : 확대기초의 유효두께 (mm)

-해설 표. 확대기초의 허용수직압발전단응력, τa3(MPa)

콘크리트의 설계기준강도 fck		21	24	27	30
허용압발 전단응력	상시 (τa3)	0.85	0.90	0.95	1.00
	지진시 (τa3')	1.131	1.197	1.264	1.330

* 압발전단응력(τv) 검토 (상시)
τv = 529477.3 / {π x (500 + 1900) x 1900 }
= 0.037 MPa ≤ τa3 = 0.950 MPa ∴ O.K
* 압발전단응력(τv) 검토 (지진시)
τv = 850505.5 / {π x (500 + 1900) x 1900 }
= 0.059 MPa ≤ τa3' = 1.264 MPa ∴ O.K

② 인발력에 대한 검토
원칙적으로 인발력에 대한 검토는 하지 않아도 된다. [도로교 설계기준 해설(하부구조편) P292]

③ 수평력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수평지압응력

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

PHmax : 상시와 지진시, 말뚝머리에 작용하는 최대 말뚝축직각방향력 (N)
l : 말뚝의 매입길이 = 100 mm

* 수평지압응력(fch) 검토 (상시)
fch = 2919.336 / (500 x 100)
= 0.058 MPa ≤ fca = 6.750 MPa ∴ O.K
* 수평지압응력(fch) 검토 (지진시)
fch = 45694.444 / (500 x 100)
= 0.914 MPa ≤ fca' = 8.978 MPa ∴ O.K

b. 확대기초 단부 말뚝에 대한 수평압발전단응력

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

h' : 수평방향의 압발전단에 저항하는 확대기초의 유효두께 (m)

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (상시)

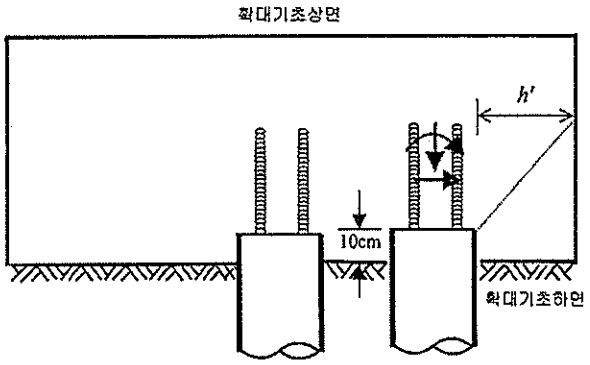
τh = 2919.336 / {400 x (200 + 500 + 800)}

= 0.005 MPa ≤ τa3 = 0.950 MPa ∴ O.K

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (지진시)

τh = 45694.444 / {400 x (200 + 500 + 800)}

= 0.076 MPa ≤ τa3' = 1.264 MPa ∴ O.K



④ 철근정착

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

fsa1 : 이형철근의 허용인장응력 (MPa) ,(해설표 참조)
Ast : 이형철근의 공칭단면적 (㎟) ,(해설표 참조)
U : 이형철근의 공칭둘레길이 (mm)
τoa : 콘크리트의 허용부착응력 (MPa) ,(해설표 참조)
d1 : 이형철근의 공칭지름 (mm)

- 해설 표. 이형철근의 허용응력, fsa1 (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, Ast(㎟)	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, τoa (MPa)

콘크리트의 설계기준강도 (fck)	21.0	24.0	27.0	30.0
이형철근과 콘크리트의 허용부착응력 (τoa)	1.4	1.6	1.7	1.8

* 철근의 정착길이

일반적으로, Lo ≥ Lomin = 35d1 로 하는 것이 좋다. Lomin = 35 x 19.1 = 668.5 mm

Lo = 150.000 x 286.500 / (1.700 x 60.000) = 421.324 (≤ 668.500)
= 668.5 (mm)

이때, 정착길이는 다음을 만족하여야 한다.

L ≥ Lo + D/2 = 668.5 + 500/2 = 918.5 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 (㎟)

A2 : 지지면적 (㎟)

* 연직지압강도

ϕVn = 0.700 x (0.85 x 27.0 x 196349.5)

= 3154355.374 N ≥ PNmax = 753202.956 N ∴ O.K

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)

bp : π × (말뚝직경 + d)

* PUNCHING 전단강도

ϕVn = 0.800 x (⅓ x √27.0 x 7382.7 x 1850)

= 18925182.566 N ≥ PNmax = 753202.956 N ∴ O.K

교각 P1(오창방향)

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 둥 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

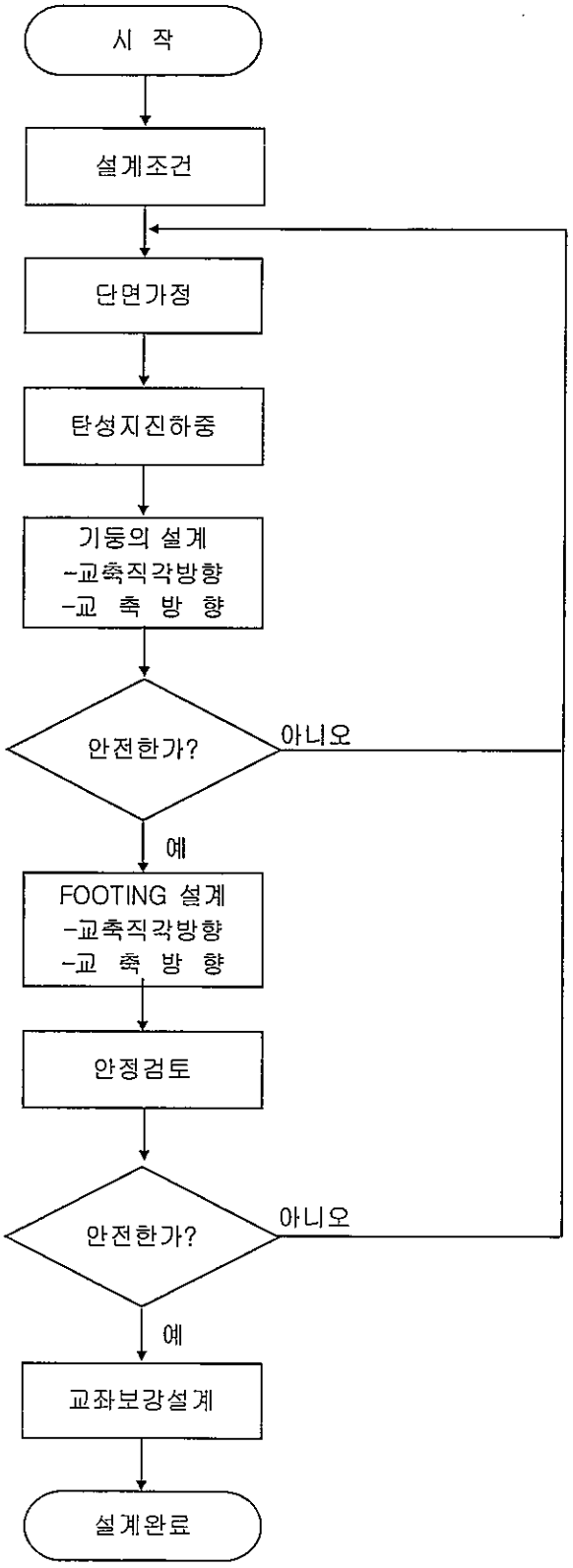
11. 기초 2방향전단(펀칭) 검토

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


시 작
설계조건
단면가정
탄성지진하중
기둥의 설계
-교축직각방향
-교 축 방 향
안전한가?
아니오
예
FOOTING 설계
-교축직각방향
-교 축 방 향
안정검토
안전한가?
아니오
예
교좌보강설계
설계완료

2. 해석결과 요약

▣ 말뚝 안정성검토 및 응력검토

구 분			허용값	발생값	비 고
교축방향	평상시	허용지지력(kN/EA)	1442.000	643.172	O.K
		허용인발력(kN/EA)	191.412	-	O.K
		휨 응력(MPa)	28.000	11.035	O.K
		전단응력(MPa)	0.850	0.191	O.K
		수평변위(mm)	15.000	1.082	O.K
	지진시	허용지지력(kN/EA)	2163.000	1016.678	O.K
		허용인발력(kN/EA)	277.617	-33.325	O.K
		휨 응력(MPa)	42.000	18.316	O.K
		전단응력(MPa)	1.250	1.159	O.K
		수평변위(mm)	15.000	3.690	O.K
교축직각 방향	평상시	허용지지력(kN/EA)	1442.000	738.758	O.K
		허용인발력(kN/EA)	191.412	-	O.K
		휨 응력(MPa)	28.000	11.627	O.K
		전단응력(MPa)	0.850	0.149	O.K
		수평변위(mm)	15.000	0.841	O.K
	지진시	허용지지력(kN/EA)	2163.000	997.038	O.K
		허용인발력(kN/EA)	277.617	-13.685	O.K
		휨 응력(MPa)	42.000	16.767	O.K
		전단응력(MPa)	1.250	0.893	O.K
		수평변위(mm)	15.000	2.844	O.K

▣ 기둥의 단면 설계

단면위치		Puse	Pu(kN)	ϕPn(kN)	안전도	비 고
교축방향	축력최대	0.010	39073.197	106037.829	2.714	O.K
	모멘트최대	0.010	27627.326	93614.898	3.388	O.K
	탄성설계	0.010	22101.861	29226.238	1.322	O.K
	편심최대	0.010	20866.649	82437.475	3.951	O.K
교축직각방향	축력최대	0.010	39073.197	106037.829	2.714	O.K
	모멘트최대	0.010	33226.841	66576.186	2.004	O.K
	탄성설계	0.010	22101.861	30327.961	1.372	O.K
	편심최대	0.010	25188.208	57148.745	2.269	O.K
합성부재력	축력최대	0.010	39073.197	106037.829	2.714	O.K
	모멘트최대	0.010	27627.326	65125.052	2.357	O.K
	탄성설계	0.010	22101.861	28141.133	1.273	O.K
	편심최대	0.010	20866.649	53708.189	2.574	O.K
	모멘트최대	0.010	33226.841	66489.074	2.001	O.K
	편심최대	0.010	25188.208	53825.651	2.137	O.K

▣ 단면 설계

단면위치		깊이 (mm)	피복 (mm)	Req.As (mm²)	Use.As (mm²)	Mu(kN.m)	ΦMn(kN.m)	안전도	비 고
두부보	좌측내민보	3549.8	100.0	62178.867	66712.800	-	-	1.073	O.K
	우측내민보	3549.8	100.0	62673.504	66712.800	-	-	1.064	O.K
	좌측내민보수	3500.0	100.0	4858.194	10918.800	5596.372	12522.621	2.238	O.K
	우측내민보수	3500.0	100.0	4785.053	10918.800	5512.409	12522.621	2.272	O.K
	교량받침7	2389.1	100.0	183.970	66712.800	136.898	45886.061	335.183	O.K
	교량받침1	2400.3	100.0	311.628	66712.800	233.044	46139.405	197.986	O.K
	교량받침8	3186.3	100.0	16454.881	66712.800	16477.989	63968.100	3.882	O.K
	교량받침2	3201.5	100.0	16780.131	66712.800	16885.971	64313.569	3.809	O.K
	교량받침9	3958.5	100.0	40322.213	66712.800	50150.401	81483.018	1.625	O.K
	교량받침3	3958.5	100.0	41058.684	66712.800	51040.782	81483.018	1.596	O.K
	교량받침10	3822.2	100.0	43602.851	66712.800	52089.841	78392.812	1.505	O.K
	교량받침4	3822.2	100.0	42636.376	66712.800	50970.133	78392.812	1.538	O.K
	교량받침11	2810.4	100.0	20128.803	66712.800	17521.994	55442.166	3.164	O.K
	교량받침5	2781.6	100.0	19433.585	66712.800	16738.158	54789.612	3.273	O.K
	교량받침12	1740.7	100.0	734.825	66712.800	384.472	31178.985	81.096	O.K
	교량받침6	1707.9	100.0	182.516	66712.800	93.543	30434.306	325.350	O.K
기초	교축방향	2300.0	150.0	44095.489	59565.000	31620.907	42423.657	1.342	O.K
	교직-지점부	2300.0	150.0	38376.419	64330.200	27618.963	45805.292	1.658	O.K

▣ 사용성 검토

단면위치		인장응력(fs)	허용응력(fsa)	철근간격(S)	최대간격(Sq)	비 고
두부보	좌측내민보	167.945	180.000	125.000	258.902	O.K
	우측내민보	174.584	180.000	125.000	241.073	O.K
	좌측내민보수평	156.291	180.000	147.907	293.868	O.K
	우측내민보수평	153.946	180.000	147.907	301.543	O.K
	교량받침7	0.799	180.000	125.000	78822.433	O.K
	교량받침1	1.271	180.000	125.000	49548.597	O.K
	교량받침8	59.735	180.000	125.000	1054.662	O.K
	교량받침2	60.901	180.000	125.000	1034.461	O.K
	교량받침9	144.366	180.000	125.000	335.488	O.K
	교량받침3	146.958	180.000	125.000	325.867	O.K
	교량받침10	160.977	180.000	125.000	279.200	O.K
	교량받침4	157.017	180.000	125.000	291.538	O.K
	교량받침11	77.296	180.000	125.000	808.814	O.K
	교량받침5	74.046	180.000	125.000	850.824	O.K
	교량받침12	5.588	180.000	125.000	11273.742	O.K
	교량받침6	2.172	180.000	125.000	29003.787	O.K
기초	교축방향	167.905	180.000	125.333	134.014	O.K
	교직-지점부	156.586	180.000	124.074	167.918	O.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 : γc = 25 kN/㎥ [도로교 설계기준 2.1.2]
2) 기초지반의 단위중량 : $\gamma s2$ = 20 kN/㎥ [도로교설계요령 제2권 P366]
3) 교량받침 마찰계수 : fs = 0.15

3.3 지 반 조 건

1) 기초지반의 N치 : N = 10
2) 기초지반의 내부마찰각 : $\phi 2$ = 27.247 ° ; 15 + √15N
3) 기초지반의 점착력 : C = 0 kN/㎡
4) 기초지반의 마찰계수 : μ = 0.328 ; TAN(⅔ · Φ2) : 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 : fck = 두부보: 27 MPa
   기둥: 27 MPa
   기초: 27 MPa
   - 탄성계수 : Ec = 두부보: 27804 MPa
   기둥: 27804 MPa
   기초: 27804 MPa
   [도로교 설계기준 2.3.3]
2) 철근의 항복 강도(SD400) : fy = 두부보: 400 MPa
   기둥: 400 MPa
   기초: 400 MPa
   - 탄성계수 : Es = 200000 MPa [도로교 설계기준 2.3.3]

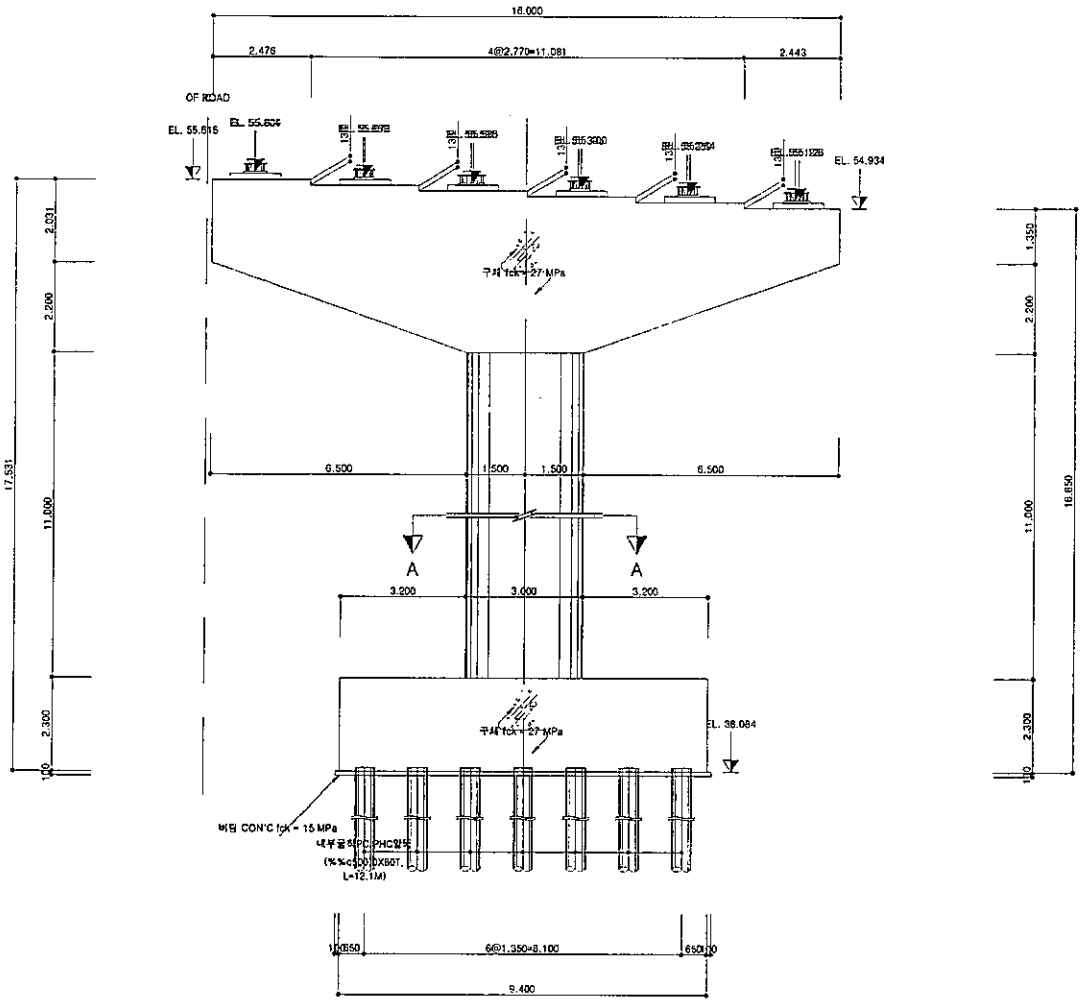
3.5 설 계 방 법

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


18.000
2.475
4@2.770=11.081
2.443
OF ROAD
EL. 55.615
EL. 54.934
구체 fck = 27 MPa
6.500
1.500
1.500
6.500
A
A
3.200
3.000
3.200
EL. 38.084
구체 fck = 27 MPa
버팀 CON'C fck = 15 MPa
6@1.350=8.100
9.400
17.531
2.031
2.200
11.000
2.300
1.350
2.200
11.000
2.300
16.850

5. 하 중 계 산

5.1 상부반력 및 교각자중

교좌번호	고정하중(D)	활하중(L)		
		만재하시(L1)	좌측편재하(L2)	우측편재하(L3)
1	1201.657	427.800	499.469	60.810
2	1302.505	424.066	445.912	144.032
3	1318.679	421.193	363.930	258.154
4	1344.828	406.364	242.378	369.258
5	1384.758	376.904	130.459	430.027
6	1388.064	348.484	54.763	465.716
7	1201.578	430.626	502.780	61.298
8	1303.066	423.384	444.023	145.474
9	1318.329	419.970	362.732	257.688
10	1345.448	407.529	242.884	370.422
11	1386.021	376.930	129.002	431.556
12	1386.050	346.414	54.688	462.812
계	15880.983	4809.664	3473.020	3457.247

※ 교각자중은 25.000 kN/m³ 의 값을 프로그램에서 자동재하

5.2 풍 하 중

1) 교축직각방향 (W-TR)

① 상부구조에 작용하는 풍하중

B/D = 15.975 / 4.140 = 3.859 [1≤ B/D< 8]

W1 = [4.0 - 0.2 x (15.975 / 4.140)] x 4.140 = 13.4 kN/m ≥ 6.0 이므로

= 13.365 kN/m

P1 = 13.365 x (50.192 + 50.005) / 2 x sin84.5

= 666.526 kN

작용위치 h = 4.140/2 + 0.400 + 1.350/2 = 3.145 m

작용모멘트 My = Ph x h = 666.526 x 3.145 = 2096.15 kN.m

② 하부구조에 작용하는 풍하중

W'copping = 3.000 x 3.550 x 3.500 = 37.273 kN

W'column = 1.500 x 3.000 = 4.5 kN/m (풍상측)

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용 한다.

2) 교축방향 (W-LO)

① 하부구조에 작용하는 풍하중

W'copping = 144.092 kN (Copping 높이에 따라 재하)

W'column = 1.500 x 3.000 = 4.5 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 x (50.192 + 50.005)/2 x sin84.5 = 74.807 kN

작용위치 h = 3.334 + 1.500 + 1.350/2 = 5.509 m

작용모멘트 My = Ph x h = 74.807 x 5.509 = 412.103 kN.m

5.4 온도하중 산정

1) 교축직각방향 (G-TR)

연평균 온도변화차 ΔT = 10℃ 적용

2) 교축방향 (G-LO)

① 교각의 종방향 변위를 유발하는 수평력

δ = α x ΔT x L 0.000010 x 25.0 x 50.0 = 0.0125 m

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

Ph = 3 x 27804000 x 3.97608 x 1EA x 0.01250 / 14.550³ x sin84.5

= 1339.957 kN

② 탄성받침의 전단변형을 유발하는 수평력

교량받침의 개수 : N = 12 EA

탄성받침의 전단탄성계수 : kh = 2875.80 kN/m

Ph = kh x δ x N = 2875.80 x 0.01250 x 12 x sin84.5

= 429.454 kN

☞ 수평력은 ①,②중 작은값 429.454 kN를 적용한다.

③ 작용 모멘트

Mh = 429.454 x (0.400 + 1.350/2) = 461.615 kN.m

5.5 유수압 (Q1-TR)

P = 10 K v² A = 10 x 0.040 x 2.290² x 11.979

= 25.128 kN

k : 단면형상에 따른 저항계수

v : 최대유속 (m/sec)

A : 교각의 투영면적 (m²), A = 3.993 x 3.000 = 11.979 m²

H : 수심 (m)

하저면에서 0.6H 위치에 작용하는 것으로 한다.

작용위치 h = 4.539 m (기초상단으로 부터)

5.6 유목, 선박, 기타 부유물의 충돌하중 (COL-TR)

P = 0.1 W v = 0.1 x 100.000 x 2.290

= 22.900 kN

W : 유목, 선박, 기타 부유물 등 유송물의 중량 (kN)

v : 표면유속 (m/sec)

수면 상단에 작용하는 것으로 한다.

작용위치 h = 6.136 m (기초상단으로 부터)

5.7 양압력 및 부력 (Q3)

P = A H w = 7.069 x 6.136 x 10.000

= 433.729 kN

w : 유수의 단위중량 (kN/m³)

H : HWL - 기초상단 EL, H = 46.520 - 40.384 = 6.136 m

A : 기둥의 단면적 (m²) , A = π x 1.500² = 7.069 m²

5.8 지진에 의한 하중 : 내진해석 참조

구 분			교축 방향			교축직각방향		
위치	하중경우	기둥	전단력	모멘트	변위(m)	전단력	모멘트	변위(m)
기둥상단	하중경우 1	기둥 1	3452.000	4890.000	0.02410	940.000	4210.000	0.00860
	하중경우 2	기둥 1	1112.000	1684.000	0.00780	2696.000	12266.000	0.02490
기둥하단	하중경우 1	기둥 1	3604.000	44148.000	0.00000	979.000	14184.000	0.00000
	하중경우 2	기둥 1	1171.000	14238.000	0.00000	2803.000	41101.000	0.00000

5.9 하중조합 : 사용하중 검토시

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	CO	Q
SVB01	1.00	1.00									1.00
SVB02	1.00		1.00								1.00
SVB03	1.00			1.00							1.00
SVB04	1.00				1.00						1.00
SVB05	1.00	1.00			0.50	1.00					1.00
SVB06	1.00		1.00		0.50	1.00					1.00
SVB07	1.00			1.00	0.50	1.00					1.00
SVB08	1.00	1.00					1.00	1.00			1.00
SVB09	1.00	1.00					-1.00	1.00			1.00
SVB10	1.00		1.00				1.00	1.00			1.00
SVB11	1.00		1.00				-1.00	1.00			1.00
SVB12	1.00			1.00			1.00	1.00			1.00
SVB13	1.00			1.00			-1.00	1.00			1.00
SVB14	1.00				1.00		1.00	1.00			1.00
SVB15	1.00				1.00		-1.00	1.00			1.00
SVB16	1.00	1.00			0.50	1.00	1.00	1.00			1.00
SVB17	1.00	1.00			0.50	1.00	-1.00	1.00			1.00
SVB18	1.00		1.00		0.50	1.00	1.00	1.00			1.00
SVB19	1.00		1.00		0.50	1.00	-1.00	1.00			1.00
SVB20	1.00			1.00	0.50	1.00	1.00	1.00			1.00
SVB21	1.00			1.00	0.50	1.00	-1.00	1.00			1.00
SVB22	1.00								1.00		1.00
SVB23	1.00	1.00								1.00	1.00
SVB24	1.00		1.00							1.00	1.00
SVB25	1.00			1.00						1.00	1.00
SVB26	1.00				1.00					1.00	1.00

D = 고정하중 또는 이에 따른 단면력

L = 활하중 또는 이에 따른 단면력

W = 풍하중 또는 이에 따른 단면력

WL = 차량활하중에 작용하는 풍하중 또는 이에 따른 단면력

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.

5.10 하중조합 : 계수하중 검토시

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	CO	Q
ULB01	1.30	2.15									1.30
ULB02	1.30		2.15								1.30
ULB03	1.30			2.15							1.30
ULB04	1.30				1.30						1.30
ULB05	1.30	1.30			0.65	1.30					1.30
ULB06	1.30		1.30		0.65	1.30					1.30
ULB07	1.30			1.30	0.65	1.30					1.30
ULB08	1.30	1.30					1.30	1.30			1.30
ULB09	1.30	1.30					-1.30	1.30			1.30
ULB10	1.30		1.30				1.30	1.30			1.30
ULB11	1.30		1.30				-1.30	1.30			1.30
ULB12	1.30			1.30			1.30	1.30			1.30
ULB13	1.30			1.30			-1.30	1.30			1.30
ULB14	1.25				1.25		1.25	1.30			1.25
ULB15	1.25				1.25		-1.25	1.30			1.25
ULB16	1.25	1.25			0.63	1.25	1.25	1.30			1.25
ULB17	1.25	1.25			0.63	1.25	-1.25	1.30			1.25
ULB18	1.25		1.25		0.63	1.25	1.25	1.30			1.25
ULB19	1.25		1.25		0.63	1.25	-1.25	1.30			1.25
ULB20	1.25			1.25	0.63	1.25	1.25	1.30			1.25
ULB21	1.25			1.25	0.63	1.25	-1.25	1.30			1.25
ULB22	1.00								1.00		1.00
ULB23	1.30	1.30								1.30	1.30
ULB24	1.30		1.30							1.30	1.30
ULB25	1.30			1.30						1.30	1.30
ULB26	1.20				1.20					1.20	1.20

※ 위 테이블에 표시된 ULB는 교축방향이며, 모델링상의 ULO 는 교직방향을 나타냅니다.
ULB 와 ULO 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

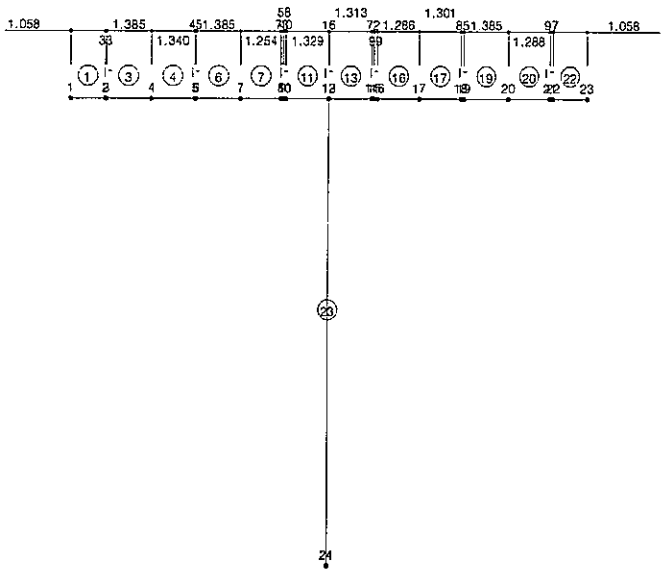
5.11 하중조합 : 계수하중 검토시 (최대편심)

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	CO	Q
UEB01	1.00	2.15									1.30
UEB02	1.00		2.15								1.30
UEB03	1.00			2.15							1.30
UEB04	1.00				1.30						1.30
UEB05	1.00	1.30			0.65	1.30					1.30
UEB06	1.00		1.30		0.65	1.30					1.30
UEB07	1.00			1.30	0.65	1.30					1.30
UEB08	1.00	1.30					1.30	1.30			1.30
UEB09	1.00	1.30					-1.30	1.30			1.30
UEB10	1.00		1.30				1.30	1.30			1.30
UEB11	1.00		1.30				-1.30	1.30			1.30
UEB12	1.00			1.30			1.30	1.30			1.30
UEB13	1.00			1.30			-1.30	1.30			1.30
UEB14	0.95				1.25		1.25	1.30			1.25
UEB15	0.95				1.25		-1.25	1.30			1.25
UEB16	0.95	1.25			0.63	1.25	1.25	1.30			1.25
UEB17	0.95	1.25			0.63	1.25	-1.25	1.30			1.25
UEB18	0.95		1.25		0.63	1.25	1.25	1.30			1.25
UEB19	0.95		1.25		0.63	1.25	-1.25	1.30			1.25
UEB20	0.95			1.25	0.63	1.25	1.25	1.30			1.25
UEB21	0.95			1.25	0.63	1.25	-1.25	1.30			1.25
UEB22	1.00								1.00		1.00
UEB23	1.00	1.30								1.30	1.30
UEB24	1.00		1.30							1.30	1.30
UEB25	1.00			1.30						1.30	1.30
UEB26	0.90				1.20					1.20	1.20

※ 위 테이블에 표시된 UEB는 교축방향이며, 모델링상의 UEO 는 교직방향을 나타냅니다.
UEB 와 UEO 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

6. 구 조 해 석

6.1 해석 모델링



6.2 절점 좌표

절점	X	Z	절점	X	Z	절점	X	Z	절점	X	Z
1	0.000	13.875	7	5.246	13.875	13	8.016	13.875	19	12.172	13.875
2	1.058	13.875	8	6.500	13.875	14	9.329	13.875	20	13.557	13.875
3	1.091	13.875	9	6.573	13.875	15	9.401	13.875	21	14.845	13.875
4	2.476	13.875	10	6.631	13.875	16	9.500	13.875	22	14.942	13.875
5	3.816	13.875	11	6.671	13.875	17	10.786	13.875	23	16.000	13.875
6	3.861	13.875	12	8.000	13.875	18	12.087	13.875	24	8.000	0.000

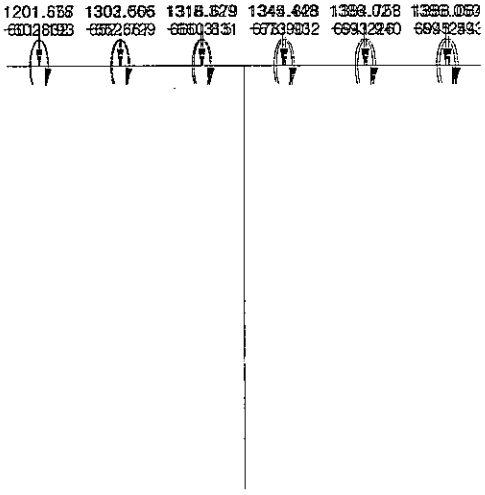
6.3 단면 제원

구 분	B(m)	H(m)	A(m^2)	I22(m^4)	I33(m^4)	적용절점
①	3.500	1.350	4.725	4.823437	0.717609	23
②	3.500	1.708	5.978	6.102542	1.453284	22
③	3.500	1.741	6.094	6.220448	1.539158	21
④	3.500	2.031	7.109	7.256594	2.443524	1
⑤	3.500	2.177	7.620	7.778240	3.009276	20
⑥	3.500	2.389	8.361	8.535698	3.976814	2
⑦	3.500	2.400	8.400	8.575000	4.032000	3
⑧	3.500	2.733	9.566	9.764781	5.953957	4
⑨	3.500	2.782	9.737	9.939854	6.279979	19
⑩	3.500	2.810	9.835	10.039896	6.471512	18
⑪	3.500	3.186	11.151	11.383313	9.432441	5
⑫	3.500	3.202	11.207	11.440479	9.575265	6
⑬	3.500	3.387	11.855	12.101469	11.332674	17
⑭	3.500	3.670	12.845	13.112604	14.417335	7
⑮	3.500	3.822	13.377	13.655687	16.283916	14~16
16	3.500	3.958	13.853	14.141604	18.084819	8~13
17	3.000	0.000	7.069	3.976078	3.976078	기둥상단
18	3.000	0.000	7.069	3.976078	3.976078	기둥하단

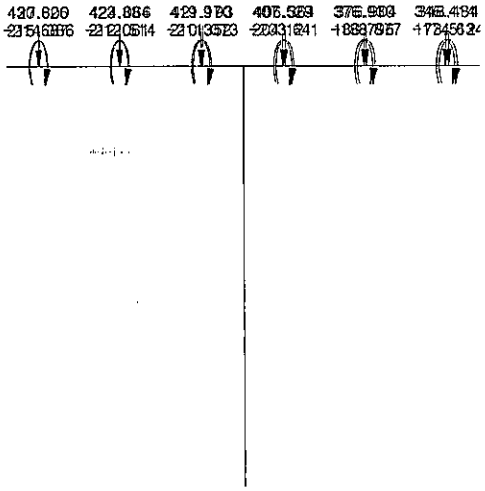
6.4 하중재하도

1) 연직하중

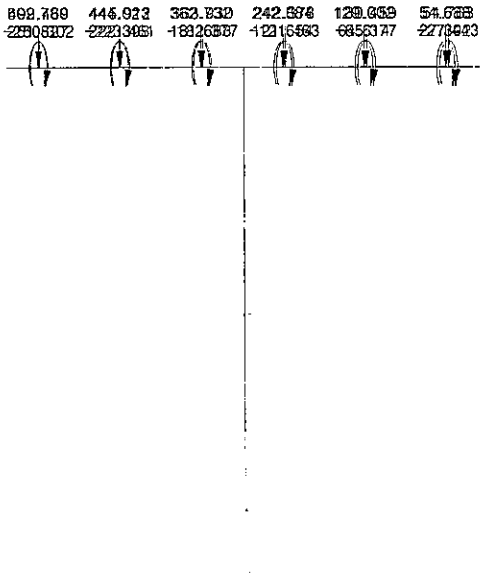
① 고정하중 (D)



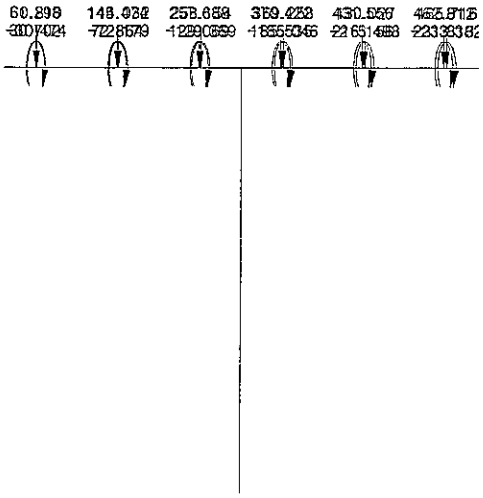
② 활하중 : 만재하시 (L1)



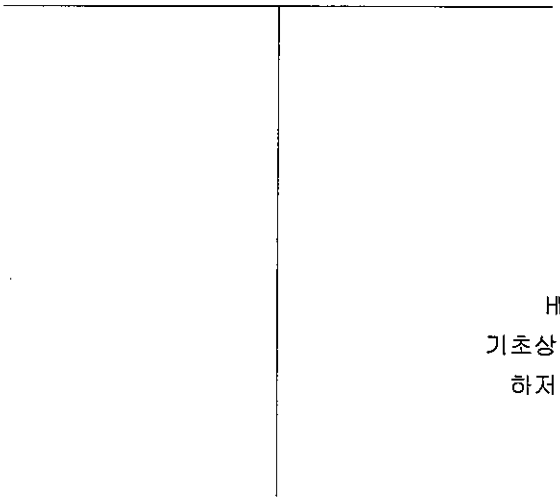
③ 활하중 : 좌측 편재하시 (L2)



④ 활하중 : 우측 편재하시 (L3)



⑤ 양압력 및 부력 (Q3)

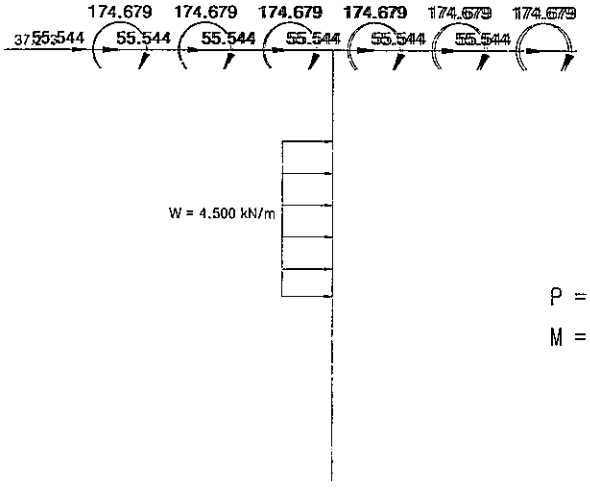


HWL : EL = 46.520 m
기초상단 : EL = 40.384 m
하저면 : EL = 42.527 m

2) 수평하중

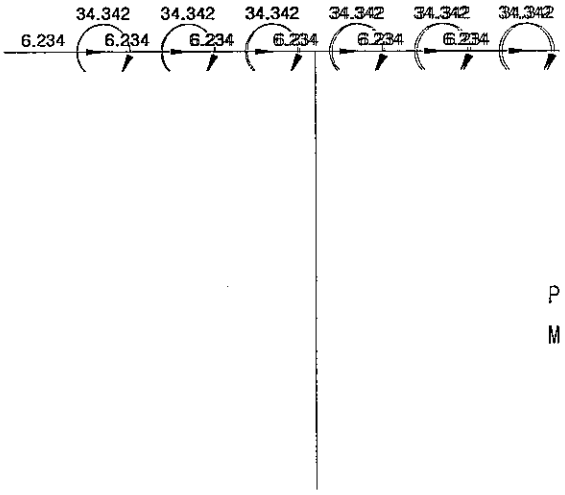
① 교축직각 방향

㉮ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-TR)



P = 666.526/12EA = 55.544 kN
M = 2096.151/12EA = 174.679 kN

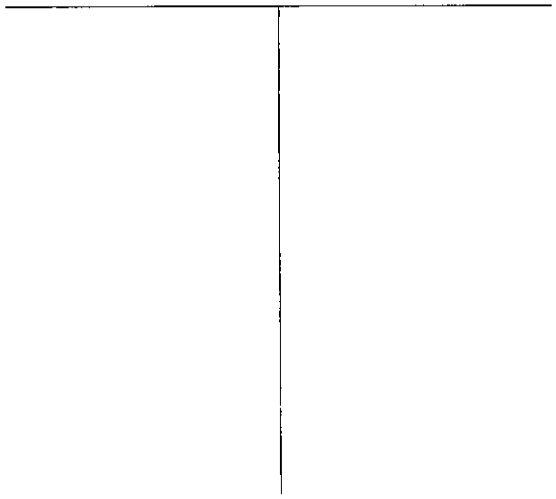
㉰ 풍하중 : 활하중에 재하되는 풍하중 (WL)



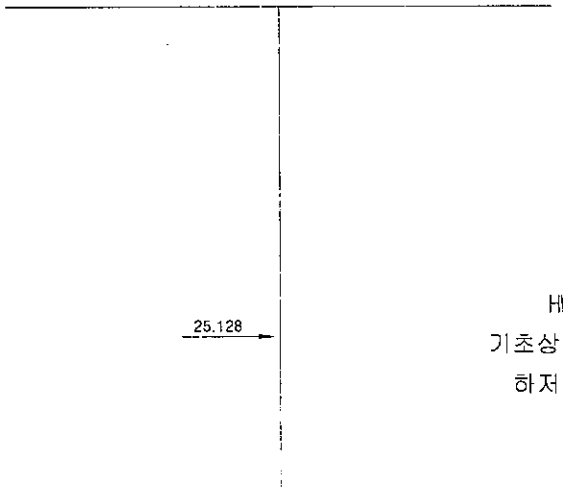
P = 74.807/12EA = 6.234 kN

M = 412.103/12EA = 34.342 kN

㉱ 온도하중 (G-TR) : 온도변화범위 ΔTx = 10℃



㉲ 유수압 (Q1-TR)

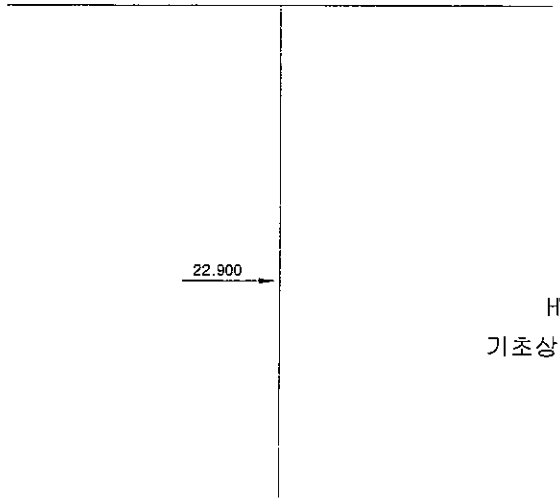


HWL : EL = 46.520 m

기초상단 : EL = 40.384 m

하저면 : EL = 42.527 m

㉮ 유목, 선박, 기타 부유물의 충돌하중 (COL-TR)

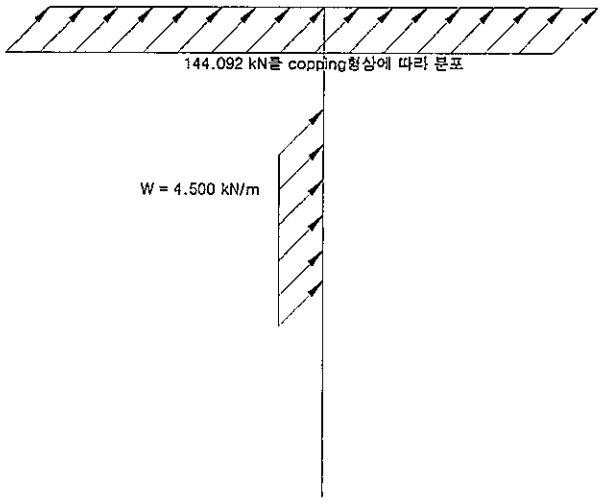


HWL : EL = 46.520 m

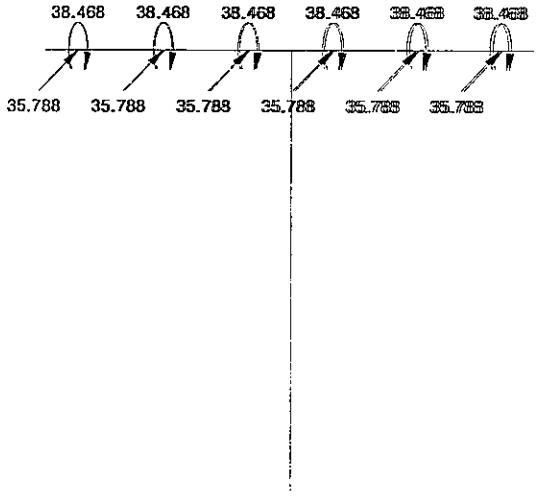
기초상단 : EL = 40.384 m

② 교축 방향

㉮ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-LO)



㉯ 온도하중 (G-LO1) : P = 429.454 / 12EA = 35.788 kN M = 461.615 / 12EA = 38.468 kN.m



7. 해석결과 집계

7.1 하중별 부재력 집계

① 기둥 : 부재번호 23 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-20591.729	1633.248	0.000	-22535.590	1633.248	0.000	
L1	-4809.664	-1633.376	0.000	-4809.664	-1633.376	0.000	
L2	-3473.020	-9172.016	0.000	-3473.020	-9172.016	0.000	
L3	-3457.247	8196.800	0.000	-3457.247	8196.800	0.000	
W-TR	0.000	4119.494	-703.800	0.000	12048.847	-725.690	
WL	0.000	627.163	-74.807	0.000	1450.036	-74.807	
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-TR	0.000	12266.000	2696.000	0.000	41101.000	2803.000	
Q1-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	114.043	-25.128	
Q3	433.729	0.000	0.000	433.729	0.000	0.000	
COL-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	140.503	-22.900	

(교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-20591.729	2.033	0.000	-22535.590	2.033	0.000	
L1	-4809.664	0.596	0.000	-4809.664	0.596	0.000	
L2	-3473.020	0.855	0.000	-3473.020	0.855	0.000	
L3	-3457.247	-0.191	0.000	-3457.247	-0.191	0.000	
W-LO	0.000	-414.250	144.092	0.000	-2186.819	165.983	
WL	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
G-LO2	0.000	-1696.247	429.454	0.000	-6420.241	429.454	
E-LO	0.000	4890.000	3452.000	0.000	44148.000	3604.000	
Q3	433.729	0.000	0.000	433.729	0.000	0.000	

② 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재11, 절점11)		우측 (부재13, 절점14)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-26283.622	9422.053	-27489.426	-9748.921	
L1	-7262.619	2547.039	-6007.230	-2262.625	
L2	-8179.944	2618.846	-1353.177	-854.174	
L3	-1539.023	927.456	-7606.320	-2529.791	
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	
W-TR	1048.074	0.000	-1048.074	0.000	
WL	206.051	0.000	-206.051	0.000	
G-LO2	0.000	0.000	0.000	0.000	
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	
Q1-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	
Q3	0.000	0.000	0.000	0.000	
COL-TR	0.000	0.000	0.000	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	-105.307	1406.171	-151.824	2614.745	-8131.070	4575.844
L1	0.000	430.626	-14.211	858.426	-2353.422	1281.810
L2	0.000	502.780	-16.592	1002.249	-2747.720	1446.272
L3	0.000	61.298	-2.023	122.108	-334.767	267.582
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	174.679	0.000	349.358	0.000	524.037	0.000
WL	34.342	0.000	68.684	0.000	103.026	0.000
G-LO2	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-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Q1-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Q3	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
COL-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

구 분	S4(절점6)		S5(절점9)		S6(절점10)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	-8337.266	5890.930	-25438.407	8069.433	-25907.017	9408.200
L1	-2411.103	1705.876	-7037.439	2125.846	-7160.738	2547.039
L2	-2812.803	1892.184	-7944.406	2254.916	-8075.191	2618.846
L3	-346.808	411.614	-1463.105	669.302	-1501.925	927.456
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	698.716	0.000	873.395	0.000	1048.074	0.000
WL	137.368	0.000	171.709	0.000	206.051	0.000
G-LO2	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-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Q1-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Q3	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
COL-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

구 분	S7(절점14)		S8(절점15)		S9(절점18)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	-27489.426	-9748.921	-26885.243	-8379.393	-9107.991	-6243.133
L1	-6007.230	-2262.625	-5873.663	-1855.096	-1982.368	-1448.732
L2	-1353.177	-854.174	-1309.165	-611.290	-318.267	-368.912
L3	-7606.320	-2529.791	-7450.845	-2159.369	-2642.607	-1790.111
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	-1048.074	0.000	-873.395	0.000	-698.716	0.000
WL	-206.051	0.000	-171.709	0.000	-137.368	0.000
G-LO2	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-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Q1-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Q3	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
COL-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

구 분	S10(절점19)		S11(절점21)		S12(절점22)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	-8696.022	-4836.318	-221.036	-2930.294	-71.956	-1529.607
L1	-1891.265	-1071.802	-33.803	-694.898	0.000	-348.484
L2	-297.875	-239.910	-5.312	-109.451	0.000	-54.763
L3	-2527.130	-1358.555	-45.174	-928.528	0.000	-465.716
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	-524.037	0.000	-349.358	0.000	-174.679	0.000
WL	-103.026	0.000	-68.684	0.000	-34.342	0.000
G-LO2	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-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Q1-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Q3	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
COL-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

7.2 사용하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 23 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-24967.664	-0.128	0.000	-26911.525	113.915	-25.128	
SV002	-23631.020	-7538.768	0.000	-25574.881	-7424.725	-25.128	
SV003	-23615.247	9830.048	0.000	-25559.108	9944.091	-25.128	
SV004	-20158.000	5752.743	-703.800	-22101.861	13796.139	-750.818	
SV005	-24967.664	2686.783	-426.706	-26911.525	7588.375	-462.780	
SV006	-23631.020	-4851.857	-426.706	-25574.881	49.735	-462.780	
SV007	-23615.247	12516.959	-426.706	-25559.108	17418.551	-462.780	
SV008	-24967.664	-0.128	0.000	-26911.525	113.915	-25.128	
SV009	-24967.664	-0.128	0.000	-26911.525	113.915	-25.128	
SV010	-23631.020	-7538.768	0.000	-25574.881	-7424.725	-25.128	
SV011	-23631.020	-7538.768	0.000	-25574.881	-7424.725	-25.128	
SV012	-23615.247	9830.048	0.000	-25559.108	9944.091	-25.128	
SV013	-23615.247	9830.048	0.000	-25559.108	9944.091	-25.128	
SV014	-20158.000	5752.743	-703.800	-22101.861	13796.139	-750.818	
SV015	-20158.000	5752.743	-703.800	-22101.861	13796.139	-750.818	
SV016	-24967.664	2686.783	-426.706	-26911.525	7588.375	-462.780	
SV017	-24967.664	2686.783	-426.706	-26911.525	7588.375	-462.780	
SV018	-23631.020	-4851.857	-426.706	-25574.881	49.735	-462.780	
SV019	-23631.020	-4851.857	-426.706	-25574.881	49.735	-462.780	
SV020	-23615.247	12516.959	-426.706	-25559.108	17418.551	-462.780	
SV021	-23615.247	12516.959	-426.706	-25559.108	17418.551	-462.780	
SV022	-20158.000	13899.248	2696.000	-22101.861	42848.291	2777.872	
SV023	-24967.664	-0.128	0.000	-26911.525	254.418	-48.028	
SV024	-23631.020	-7538.768	0.000	-25574.881	-7284.222	-48.028	
SV025	-23615.247	9830.048	0.000	-25559.108	10084.594	-48.028	
SV026	-20158.000	5752.743	-703.800	-22101.861	13936.641	-773.718	

2) 교축방향 (교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SVB01	-24967.664	2.629	0.000	-26911.525	2.629	0.000	
SVB02	-23631.020	2.888	0.000	-25574.881	2.888	0.000	
SVB03	-23615.247	1.842	0.000	-25559.108	1.842	0.000	
SVB04	-20158.000	-412.217	144.092	-22101.861	-2184.786	165.983	
SVB05	-24967.664	-204.496	72.046	-26911.525	-1090.780	82.991	
SVB06	-23631.020	-204.237	72.046	-25574.881	-1090.521	82.991	
SVB07	-23615.247	-205.283	72.046	-25559.108	-1091.567	82.991	
SVB08	-24967.664	-1693.618	429.454	-26911.525	-6417.612	429.454	
SVB09	-24967.664	1698.876	-429.454	-26911.525	6422.870	-429.454	
SVB10	-23631.020	-1693.359	429.454	-25574.881	-6417.353	429.454	
SVB11	-23631.020	1699.135	-429.454	-25574.881	6423.129	-429.454	
SVB12	-23615.247	-1694.405	429.454	-25559.108	-6418.399	429.454	
SVB13	-23615.247	1698.089	-429.454	-25559.108	6422.083	-429.454	
SVB14	-20158.000	-2108.463	573.546	-22101.861	-8605.027	595.436	
SVB15	-20158.000	1284.030	-285.361	-22101.861	4235.455	-263.471	
SVB16	-24967.664	-1900.743	501.500	-26911.525	-7511.021	512.445	
SVB17	-24967.664	1491.751	-357.407	-26911.525	5329.460	-346.462	
SVB18	-23631.020	-1900.484	501.500	-25574.881	-7510.762	512.445	
SVB19	-23631.020	1492.010	-357.407	-25574.881	5329.719	-346.462	
SVB20	-23615.247	-1901.530	501.500	-25559.108	-7511.808	512.445	
SVB21	-23615.247	1490.964	-357.407	-25559.108	5328.673	-346.462	
SVB22	-20158.000	4892.033	3452.000	-22101.861	44150.033	3604.000	
SVB23	-24967.664	2.629	0.000	-26911.525	2.629	0.000	
SVB24	-23631.020	2.888	0.000	-25574.881	2.888	0.000	
SVB25	-23615.247	1.842	0.000	-25559.108	1.842	0.000	
SVB26	-20158.000	-412.217	144.092	-22101.861	-2184.786	165.983	

3) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재11, 절점11)		우측 (부재13, 절점14)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-33546.241	11969.092	-33496.656	-12011.546	
SV002	-34463.567	12040.899	-28842.604	-10603.095	
SV003	-27822.645	10349.509	-35095.746	-12278.712	
SV004	-25235.548	9422.053	-28537.500	-9748.921	
SV005	-32816.153	11969.092	-34226.744	-12011.546	
SV006	-33733.478	12040.899	-29572.692	-10603.095	
SV007	-27092.557	10349.509	-35825.834	-12278.712	
SV008	-33546.241	11969.092	-33496.656	-12011.546	
SV009	-33546.241	11969.092	-33496.656	-12011.546	
SV010	-34463.567	12040.899	-28842.604	-10603.095	
SV011	-34463.567	12040.899	-28842.604	-10603.095	
SV012	-27822.645	10349.509	-35095.746	-12278.712	
SV013	-27822.645	10349.509	-35095.746	-12278.712	
SV014	-25235.548	9422.053	-28537.500	-9748.921	
SV015	-25235.548	9422.053	-28537.500	-9748.921	
SV016	-32816.153	11969.092	-34226.744	-12011.546	
SV017	-32816.153	11969.092	-34226.744	-12011.546	
SV018	-33733.478	12040.899	-29572.692	-10603.095	
SV019	-33733.478	12040.899	-29572.692	-10603.095	
SV020	-27092.557	10349.509	-35825.834	-12278.712	
SV021	-27092.557	10349.509	-35825.834	-12278.712	
SV022	-26283.622	9422.053	-27489.426	-9748.921	
SV023	-33546.241	11969.092	-33496.656	-12011.546	
SV024	-34463.567	12040.899	-28842.604	-10603.095	
SV025	-27822.645	10349.509	-35095.746	-12278.712	
SV026	-25235.548	9422.053	-28537.500	-9748.921	

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)
SV001	-105.307	1836.797	-166.035	3473.171	-10484.491	5857.654
SV002	-105.307	1908.951	-168.416	3616.994	-10878.790	6022.116
SV003	-105.307	1467.469	-153.847	2736.853	-8465.837	4843.426
SV004	-105.307	1406.171	197.534	2614.745	-7781.712	4575.844
SV005	-105.307	1836.797	77.328	3473.171	-10241.129	5857.654
SV006	-105.307	1908.951	74.947	3616.994	-10635.427	6022.116
SV007	-105.307	1467.469	89.516	2736.853	-8222.474	4843.426
SV008	-105.307	1836.797	-166.035	3473.171	-10484.491	5857.654
SV009	-105.307	1836.797	-166.035	3473.171	-10484.491	5857.654
SV010	-105.307	1908.951	-168.416	3616.994	-10878.790	6022.116
SV011	-105.307	1908.951	-168.416	3616.994	-10878.790	6022.116
SV012	-105.307	1467.469	-153.847	2736.853	-8465.837	4843.426
SV013	-105.307	1467.469	-153.847	2736.853	-8465.837	4843.426
SV014	-105.307	1406.171	197.534	2614.745	-7781.712	4575.844
SV015	-105.307	1406.171	197.534	2614.745	-7781.712	4575.844
SV016	-105.307	1836.797	77.328	3473.171	-10241.129	5857.654
SV017	-105.307	1836.797	77.328	3473.171	-10241.129	5857.654
SV018	-105.307	1908.951	74.947	3616.994	-10635.427	6022.116
SV019	-105.307	1908.951	74.947	3616.994	-10635.427	6022.116
SV020	-105.307	1467.469	89.516	2736.853	-8222.474	4843.426
SV021	-105.307	1467.469	89.516	2736.853	-8222.474	4843.426
SV022	-105.307	1406.171	-151.824	2614.745	-8131.070	4575.844
SV023	-105.307	1836.797	-166.035	3473.171	-10484.491	5857.654
SV024	-105.307	1908.951	-168.416	3616.994	-10878.790	6022.116
SV025	-105.307	1467.469	-153.847	2736.853	-8465.837	4843.426
SV026	-105.307	1406.171	197.534	2614.745	-7781.712	4575.844

구 분	S4(절점6)		S5(절점9)		S6(절점10)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	-10748.369	7596.806	-32475.846	10195.279	-33067.755	11955.239
SV002	-11150.068	7783.114	-33382.813	10324.349	-33982.208	12027.046
SV003	-8684.074	6302.544	-26901.513	8738.735	-27408.942	10335.656
SV004	-7813.229	5890.930	-24739.691	8069.433	-25033.622	9408.200
SV005	-10383.324	7596.806	-31989.120	10195.279	-32459.348	11955.239
SV006	-10785.024	7783.114	-32896.087	10324.349	-33373.801	12027.046
SV007	-8319.030	6302.544	-26414.787	8738.735	-26800.535	10335.656
SV008	-10748.369	7596.806	-32475.846	10195.279	-33067.755	11955.239
SV009	-10748.369	7596.806	-32475.846	10195.279	-33067.755	11955.239
SV010	-11150.068	7783.114	-33382.813	10324.349	-33982.208	12027.046
SV011	-11150.068	7783.114	-33382.813	10324.349	-33982.208	12027.046
SV012	-8684.074	6302.544	-26901.513	8738.735	-27408.942	10335.656
SV013	-8684.074	6302.544	-26901.513	8738.735	-27408.942	10335.656
SV014	-7813.229	5890.930	-24739.691	8069.433	-25033.622	9408.200
SV015	-7813.229	5890.930	-24739.691	8069.433	-25033.622	9408.200
SV016	-10383.324	7596.806	-31989.120	10195.279	-32459.348	11955.239
SV017	-10383.324	7596.806	-31989.120	10195.279	-32459.348	11955.239
SV018	-10785.024	7783.114	-32896.087	10324.349	-33373.801	12027.046
SV019	-10785.024	7783.114	-32896.087	10324.349	-33373.801	12027.046
SV020	-8319.030	6302.544	-26414.787	8738.735	-26800.535	10335.656
SV021	-8319.030	6302.544	-26414.787	8738.735	-26800.535	10335.656
SV022	-8337.266	5890.930	-25438.407	8069.433	-25907.017	9408.200
SV023	-10748.369	7596.806	-32475.846	10195.279	-33067.755	11955.239
SV024	-11150.068	7783.114	-33382.813	10324.349	-33982.208	12027.046
SV025	-8684.074	6302.544	-26901.513	8738.735	-27408.942	10335.656
SV026	-7813.229	5890.930	-24739.691	8069.433	-25033.622	9408.200

구 분	S7(절점14)		S8(절점15)		S9(절점18)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	-33496.656	-12011.546	-32758.906	-10234.489	-11090.360	-7691.865
SV002	-28842.604	-10603.095	-28194.408	-8990.683	-9426.258	-6612.045
SV003	-35095.746	-12278.712	-34336.088	-10538.762	-11750.598	-8033.244
SV004	-28537.500	-9748.921	-27758.638	-8379.393	-9806.707	-6243.133
SV005	-34226.744	-12011.546	-33367.313	-10234.489	-11577.085	-7691.865
SV006	-29572.692	-10603.095	-28802.815	-8990.683	-9912.984	-6612.045
SV007	-35825.834	-12278.712	-34944.495	-10538.762	-12237.324	-8033.244
SV008	-33496.656	-12011.546	-32758.906	-10234.489	-11090.360	-7691.865
SV009	-33496.656	-12011.546	-32758.906	-10234.489	-11090.360	-7691.865
SV010	-28842.604	-10603.095	-28194.408	-8990.683	-9426.258	-6612.045
SV011	-28842.604	-10603.095	-28194.408	-8990.683	-9426.258	-6612.045
SV012	-35095.746	-12278.712	-34336.088	-10538.762	-11750.598	-8033.244
SV013	-35095.746	-12278.712	-34336.088	-10538.762	-11750.598	-8033.244
SV014	-28537.500	-9748.921	-27758.638	-8379.393	-9806.707	-6243.133
SV015	-28537.500	-9748.921	-27758.638	-8379.393	-9806.707	-6243.133
SV016	-34226.744	-12011.546	-33367.313	-10234.489	-11577.085	-7691.865
SV017	-34226.744	-12011.546	-33367.313	-10234.489	-11577.085	-7691.865
SV018	-29572.692	-10603.095	-28802.815	-8990.683	-9912.984	-6612.045
SV019	-29572.692	-10603.095	-28802.815	-8990.683	-9912.984	-6612.045
SV020	-35825.834	-12278.712	-34944.495	-10538.762	-12237.324	-8033.244
SV021	-35825.834	-12278.712	-34944.495	-10538.762	-12237.324	-8033.244
SV022	-27489.426	-9748.921	-26885.243	-8379.393	-9107.991	-6243.133
SV023	-33496.656	-12011.546	-32758.906	-10234.489	-11090.360	-7691.865
SV024	-28842.604	-10603.095	-28194.408	-8990.683	-9426.258	-6612.045
SV025	-35095.746	-12278.712	-34336.088	-10538.762	-11750.598	-8033.244
SV026	-28537.500	-9748.921	-27758.638	-8379.393	-9806.707	-6243.133

구 분	S10(절점19)		S11(절점21)		S12(절점22)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	-10587.287	-5908.120	-254.839	-3625.192	-71.956	-1878.091
SV002	-8993.896	-5076.228	-226.348	-3039.745	-71.956	-1584.370
SV003	-11223.152	-6194.873	-266.210	-3858.822	-71.956	-1995.323
SV004	-9220.059	-4836.318	-570.394	-2930.294	-246.635	-1529.607
SV005	-10952.331	-5908.120	-498.202	-3625.192	-193.638	-1878.091
SV006	-9358.941	-5076.228	-469.711	-3039.745	-193.638	-1584.370
SV007	-11588.196	-6194.873	-509.573	-3858.822	-193.638	-1995.323
SV008	-10587.287	-5908.120	-254.839	-3625.192	-71.956	-1878.091
SV009	-10587.287	-5908.120	-254.839	-3625.192	-71.956	-1878.091
SV010	-8993.896	-5076.228	-226.348	-3039.745	-71.956	-1584.370
SV011	-8993.896	-5076.228	-226.348	-3039.745	-71.956	-1584.370
SV012	-11223.152	-6194.873	-266.210	-3858.822	-71.956	-1995.323
SV013	-11223.152	-6194.873	-266.210	-3858.822	-71.956	-1995.323
SV014	-9220.059	-4836.318	-570.394	-2930.294	-246.635	-1529.607
SV015	-9220.059	-4836.318	-570.394	-2930.294	-246.635	-1529.607
SV016	-10952.331	-5908.120	-498.202	-3625.192	-193.638	-1878.091
SV017	-10952.331	-5908.120	-498.202	-3625.192	-193.638	-1878.091
SV018	-9358.941	-5076.228	-469.711	-3039.745	-193.638	-1584.370
SV019	-9358.941	-5076.228	-469.711	-3039.745	-193.638	-1584.370
SV020	-11588.196	-6194.873	-509.573	-3858.822	-193.638	-1995.323
SV021	-11588.196	-6194.873	-509.573	-3858.822	-193.638	-1995.323
SV022	-8696.022	-4836.318	-221.036	-2930.294	-71.956	-1529.607
SV023	-10587.287	-5908.120	-254.839	-3625.192	-71.956	-1878.091
SV024	-8993.896	-5076.228	-226.348	-3039.745	-71.956	-1584.370
SV025	-11223.152	-6194.873	-266.210	-3858.822	-71.956	-1995.323
SV026	-9220.059	-4836.318	-570.394	-2930.294	-246.635	-1529.607

7.3 계수하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 23 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-36546.177	-1388.535	0.000	-39073.197	-1240.280	-32.666	
UL002	-33672.393	-17596.612	0.000	-36199.413	-17448.356	-32.666	
UL003	-33638.481	19746.342	0.000	-36165.501	19894.598	-32.666	
UL004	-26205.400	7478.565	-914.939	-28732.420	17934.980	-976.063	
UL005	-32457.963	3492.818	-554.718	-34984.983	9864.888	-601.613	
UL006	-30720.326	-6307.414	-554.718	-33247.346	64.656	-601.613	
UL007	-30699.821	16272.046	-554.718	-33226.841	22644.116	-601.613	
UL008	-32457.963	-0.166	0.000	-34984.983	148.090	-32.666	
UL009	-32457.963	-0.166	0.000	-34984.983	148.090	-32.666	
UL010	-30720.326	-9800.398	0.000	-33247.346	-9652.142	-32.666	
UL011	-30720.326	-9800.398	0.000	-33247.346	-9652.142	-32.666	
UL012	-30699.821	12779.063	0.000	-33226.841	12927.318	-32.666	
UL013	-30699.821	12779.063	0.000	-33226.841	12927.318	-32.666	
UL014	-25197.500	7190.928	-879.749	-27627.326	17245.173	-938.522	
UL015	-25197.500	7190.928	-879.749	-27627.326	17245.173	-938.522	
UL016	-31209.580	3358.479	-533.383	-33639.406	9485.469	-578.474	
UL017	-31209.580	3358.479	-533.383	-33639.406	9485.469	-578.474	
UL018	-29538.775	-6064.822	-533.383	-31968.601	62.169	-578.474	
UL019	-29538.775	-6064.822	-533.383	-31968.601	62.169	-578.474	
UL020	-29519.059	15646.198	-533.383	-31948.885	21773.189	-578.474	
UL021	-29519.059	15646.198	-533.383	-31948.885	21773.189	-578.474	
UL022	-20158.000	13899.248	2696.000	-22101.861	42848.291	2777.872	
UL023	-32457.963	-0.166	0.000	-34984.983	330.743	-62.436	
UL024	-30720.326	-9800.398	0.000	-33247.346	-9469.489	-62.436	
UL025	-30699.821	12779.063	0.000	-33226.841	13109.972	-62.436	
UL026	-24189.600	6903.291	-844.559	-26522.233	16723.970	-928.462	

2) 교축직각방향(편심최대)

① 기둥 : 부재번호 23 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UE001	-30368.659	-1878.510	0.000	-32312.520	-1730.254	-32.666	
UE002	-27494.874	-18086.586	0.000	-29438.735	-17938.331	-32.666	
UE003	-27460.962	19256.368	0.000	-29404.824	19404.623	-32.666	
UE004	-20027.881	6988.591	-914.939	-21971.742	17445.006	-976.063	
UE005	-26280.444	3002.843	-554.718	-28224.306	9374.914	-601.613	
UE006	-24542.807	-6797.389	-554.718	-26486.668	-425.319	-601.613	
UE007	-24522.302	15782.072	-554.718	-26466.164	22154.142	-601.613	
UE008	-26280.444	-490.140	0.000	-28224.306	-341.885	-32.666	
UE009	-26280.444	-490.140	0.000	-28224.306	-341.885	-32.666	
UE010	-24542.807	-10290.373	0.000	-26486.668	-10142.117	-32.666	
UE011	-24542.807	-10290.373	0.000	-26486.668	-10142.117	-32.666	
UE012	-24522.302	12289.088	0.000	-26466.164	12437.344	-32.666	
UE013	-24522.302	12289.088	0.000	-26466.164	12437.344	-32.666	
UE014	-19019.981	6700.954	-879.749	-20866.649	16755.199	-938.522	
UE015	-19019.981	6700.954	-879.749	-20866.649	16755.199	-938.522	
UE016	-25032.061	2868.504	-533.383	-26878.729	8995.495	-578.474	
UE017	-25032.061	2868.504	-533.383	-26878.729	8995.495	-578.474	
UE018	-23361.256	-6554.796	-533.383	-25207.924	-427.805	-578.474	
UE019	-23361.256	-6554.796	-533.383	-25207.924	-427.805	-578.474	
UE020	-23341.540	15156.224	-533.383	-25188.208	21283.214	-578.474	
UE021	-23341.540	15156.224	-533.383	-25188.208	21283.214	-578.474	
UE022	-20158.000	5721.915	2696.000	-22101.861	15447.624	2777.872	
UE023	-26280.444	-490.140	0.000	-28224.306	-159.231	-62.436	
UE024	-24542.807	-10290.373	0.000	-26486.668	-9959.464	-62.436	
UE025	-24522.302	12289.088	0.000	-26466.164	12619.997	-62.436	
UE026	-18012.081	6413.317	-844.559	-19761.556	16233.995	-928.462	

3) 교축방향 (교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-36546.177	3.924	0.000	-39073.197	3.924	0.000	
ULB02	-33672.393	4.481	0.000	-36199.413	4.481	0.000	
ULB03	-33638.481	2.232	0.000	-36165.501	2.232	0.000	
ULB04	-26205.400	-535.882	187.320	-28732.420	-2840.222	215.778	
ULB05	-32457.963	-265.845	93.660	-34984.983	-1418.015	107.889	
ULB06	-30720.326	-265.508	93.660	-33247.346	-1417.678	107.889	
ULB07	-30699.821	-266.868	93.660	-33226.841	-1419.038	107.889	
ULB08	-32457.963	-2201.703	558.290	-34984.983	-8342.895	558.290	
ULB09	-32457.963	2208.538	-558.290	-34984.983	8349.730	-558.290	
ULB10	-30720.326	-2201.366	558.290	-33247.346	-8342.558	558.290	
ULB11	-30720.326	2208.875	-558.290	-33247.346	8350.067	-558.290	
ULB12	-30699.821	-2202.726	558.290	-33226.841	-8343.918	558.290	
ULB13	-30699.821	2207.515	-558.290	-33226.841	8348.707	-558.290	
ULB14	-25197.500	-2635.579	716.933	-27627.326	-10756.283	744.296	
ULB15	-25197.500	1605.037	-356.701	-27627.326	5294.318	-329.338	
ULB16	-31209.580	-2375.928	626.875	-33639.406	-9388.776	640.556	
ULB17	-31209.580	1864.689	-446.759	-33639.406	6661.825	-433.078	
ULB18	-29538.775	-2375.604	626.875	-31968.601	-9388.453	640.556	
ULB19	-29538.775	1865.012	-446.759	-31968.601	6662.149	-433.078	
ULB20	-29519.059	-2376.912	626.875	-31948.885	-9389.760	640.556	
ULB21	-29519.059	1863.705	-446.759	-31948.885	6660.841	-433.078	
ULB22	-20158.000	4892.033	3452.000	-22101.861	44150.033	3604.000	
ULB23	-32457.963	3.418	0.000	-34984.983	3.418	0.000	
ULB24	-30720.326	3.754	0.000	-33247.346	3.754	0.000	
ULB25	-30699.821	2.395	0.000	-33226.841	2.395	0.000	
ULB26	-24189.600	-494.660	172.911	-26522.233	-2621.743	199.179	

4) 교축방향(편심최대) (교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UEB01	-30368.659	3.314	0.000	-32312.520	3.314	0.000	
UEB02	-27494.874	3.871	0.000	-29438.735	3.871	0.000	
UEB03	-27460.962	1.622	0.000	-29404.824	1.622	0.000	
UEB04	-20027.881	-536.492	187.320	-21971.742	-2840.832	215.778	
UEB05	-26280.444	-266.455	93.660	-28224.306	-1418.625	107.889	
UEB06	-24542.807	-266.118	93.660	-26486.668	-1418.288	107.889	
UEB07	-24522.302	-267.478	93.660	-26466.164	-1419.648	107.889	
UEB08	-26280.444	-2202.313	558.290	-28224.306	-8343.505	558.290	
UEB09	-26280.444	2207.928	-558.290	-28224.306	8349.121	-558.290	
UEB10	-24542.807	-2201.976	558.290	-26486.668	-8343.168	558.290	
UEB11	-24542.807	2208.265	-558.290	-26486.668	8349.457	-558.290	
UEB12	-24522.302	-2203.336	558.290	-26466.164	-8344.528	558.290	
UEB13	-24522.302	2206.905	-558.290	-26466.164	8348.097	-558.290	
UEB14	-19019.981	-2636.189	716.933	-20866.649	-10756.893	744.296	
UEB15	-19019.981	1604.428	-356.701	-20866.649	5293.708	-329.338	
UEB16	-25032.061	-2376.538	626.875	-26878.729	-9389.386	640.556	
UEB17	-25032.061	1864.079	-446.759	-26878.729	6661.215	-433.078	
UEB18	-23361.256	-2376.214	626.875	-25207.924	-9389.062	640.556	
UEB19	-23361.256	1864.402	-446.759	-25207.924	6661.539	-433.078	
UEB20	-23341.540	-2377.522	626.875	-25188.208	-9390.370	640.556	
UEB21	-23341.540	1863.095	-446.759	-25188.208	6660.231	-433.078	
UEB22	-20158.000	1632.033	3452.000	-22101.861	14718.033	3604.000	
UEB23	-26280.444	2.808	0.000	-28224.306	2.808	0.000	
UEB24	-24542.807	3.144	0.000	-26486.668	3.144	0.000	
UEB25	-24522.302	1.785	0.000	-26466.164	1.785	0.000	
UEB26	-18012.081	-495.270	172.911	-19761.556	-2622.353	199.179	

5) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재11, 절점11)		우측 (부재13, 절점14)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-49783.340	17724.803	-48651.798	-17538.242	
UL002	-51755.589	17879.188	-38645.586	-14510.072	
UL003	-37477.609	14242.700	-52089.841	-18112.648	
UL004	-32806.212	12248.669	-37098.750	-12673.598	
UL005	-42660.999	15559.820	-44494.767	-15615.010	
UL006	-43853.522	15653.169	-38444.500	-13784.024	
UL007	-35220.324	13454.362	-46573.585	-15962.326	
UL008	-43610.114	15559.820	-43545.653	-15615.010	
UL009	-43610.114	15559.820	-43545.653	-15615.010	
UL010	-44802.637	15653.169	-37495.385	-13784.024	
UL011	-44802.637	15653.169	-37495.385	-13784.024	
UL012	-36169.439	13454.362	-45624.470	-15962.326	
UL013	-36169.439	13454.362	-45624.470	-15962.326	
UL014	-31544.435	11777.567	-35671.875	-12186.152	
UL015	-31544.435	11777.567	-35671.875	-12186.152	
UL016	-41020.191	14961.365	-42783.430	-15014.433	
UL017	-41020.191	14961.365	-42783.430	-15014.433	
UL018	-42166.848	15051.124	-36965.865	-13253.869	
UL019	-42166.848	15051.124	-36965.865	-13253.869	
UL020	-33865.696	12936.887	-44782.293	-15348.390	
UL021	-33865.696	12936.887	-44782.293	-15348.390	
UL022	-26283.622	9422.053	-27489.426	-9748.921	
UL023	-43610.114	15559.820	-43545.653	-15615.010	
UL024	-44802.637	15653.169	-37495.385	-13784.024	
UL025	-36169.439	13454.362	-45624.470	-15962.326	
UL026	-30282.658	11306.464	-34245.000	-11698.706	

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	-136.898	2753.868	-227.924	5244.784	-15630.247	8704.489
UL002	-136.898	2908.999	-233.044	5554.004	-16477.989	9058.082
UL003	-136.898	1959.813	-201.720	3661.701	-11290.140	6523.898
UL004	-136.898	1828.022	256.794	3399.168	-10116.225	5948.597
UL005	-136.898	2387.836	100.526	4515.122	-13313.467	7614.950
UL006	-136.898	2481.636	97.431	4702.092	-13826.056	7828.751
UL007	-136.898	1907.709	116.371	3557.909	-10689.216	6296.454
UL008	-136.898	2387.836	-215.845	4515.122	-13629.839	7614.950
UL009	-136.898	2387.836	-215.845	4515.122	-13629.839	7614.950
UL010	-136.898	2481.636	-218.941	4702.092	-14142.427	7828.751
UL011	-136.898	2481.636	-218.941	4702.092	-14142.427	7828.751
UL012	-136.898	1907.709	-200.001	3557.909	-11005.588	6296.454
UL013	-136.898	1907.709	-200.001	3557.909	-11005.588	6296.454
UL014	-131.633	1757.713	246.917	3268.431	-9727.140	5719.805
UL015	-131.633	1757.713	246.917	3268.431	-9727.140	5719.805
UL016	-131.633	2295.996	96.660	4341.464	-12801.411	7322.067
UL017	-131.633	2295.996	96.660	4341.464	-12801.411	7322.067
UL018	-131.633	2386.188	93.684	4521.242	-13294.284	7527.645
UL019	-131.633	2386.188	93.684	4521.242	-13294.284	7527.645
UL020	-131.633	1834.336	111.895	3421.066	-10278.093	6054.282
UL021	-131.633	1834.336	111.895	3421.066	-10278.093	6054.282
UL022	-105.307	1406.171	-151.824	2614.745	-8131.070	4575.844
UL023	-136.898	2387.836	-215.845	4515.122	-13629.839	7614.950
UL024	-136.898	2481.636	-218.941	4702.092	-14142.427	7828.751
UL025	-136.898	1907.709	-200.001	3557.909	-11005.588	6296.454
UL026	-126.368	1687.405	237.041	3137.694	-9338.054	5491.013

구 분	S4(절점6)		S5(절점9)		S6(절점10)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	-16022.317	11325.843	-48200.423	15060.832	-49074.708	17706.794
UL002	-16885.971	11726.405	-50150.401	15338.333	-51040.782	17861.179
UL003	-11584.083	8543.180	-36215.606	11929.263	-36908.261	14224.691
UL004	-10157.197	7658.209	-32161.599	10490.264	-32543.709	12230.660
UL005	-13498.322	9875.848	-41585.857	13253.863	-42197.152	15541.811
UL006	-14020.531	10118.049	-42764.913	13421.654	-43385.941	15635.160
UL007	-10814.739	8193.308	-34339.223	11360.356	-34840.695	13436.353
UL008	-13972.879	9875.848	-42218.600	13253.863	-42988.081	15541.811
UL009	-13972.879	9875.848	-42218.600	13253.863	-42988.081	15541.811
UL010	-14495.089	10118.049	-43397.657	13421.654	-44176.870	15635.160
UL011	-14495.089	10118.049	-43397.657	13421.654	-44176.870	15635.160
UL012	-11289.296	8193.308	-34971.967	11360.356	-35631.625	13436.353
UL013	-11289.296	8193.308	-34971.967	11360.356	-35631.625	13436.353
UL014	-9766.536	7363.663	-30924.614	10086.792	-31292.027	11760.250
UL015	-9766.536	7363.663	-30924.614	10086.792	-31292.027	11760.250
UL016	-12979.155	9496.008	-39986.400	12744.099	-40574.185	14944.049
UL017	-12979.155	9496.008	-39986.400	12744.099	-40574.185	14944.049
UL018	-13481.280	9728.893	-41120.109	12905.437	-41717.251	15033.808
UL019	-13481.280	9728.893	-41120.109	12905.437	-41717.251	15033.808
UL020	-10398.787	7878.180	-33018.484	10923.419	-33500.669	12919.570
UL021	-10398.787	7878.180	-33018.484	10923.419	-33500.669	12919.570
UL022	-8337.266	5890.930	-25438.407	8069.433	-25907.017	9408.200
UL023	-13972.879	9875.848	-42218.600	13253.863	-42988.081	15541.811
UL024	-14495.089	10118.049	-43397.657	13421.654	-44176.870	15635.160
UL025	-11289.296	8193.308	-34971.967	11360.356	-35631.625	13436.353
UL026	-9375.874	7069.116	-29687.630	9683.320	-30040.346	11289.840

구 분	S7(절점14)		S8(절점15)		S9(절점18)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	-48651.798	-17538.242	-47579.191	-14881.667	-16102.481	-11230.846
UL002	-38645.586	-14510.072	-37765.520	-12207.484	-12524.662	-8909.233
UL003	-52089.841	-18112.648	-50970.133	-15535.854	-17521.994	-11964.811
UL004	-37098.750	-12673.598	-36086.230	-10893.211	-12748.719	-8116.073
UL005	-44494.767	-15615.010	-43377.507	-13304.835	-15050.211	-9999.424
UL006	-38444.500	-13784.024	-37443.659	-11687.888	-12886.879	-8595.658
UL007	-46573.585	-15962.326	-45427.844	-13700.390	-15908.521	-10443.217
UL008	-43545.653	-15615.010	-42586.578	-13304.835	-14417.468	-9999.424
UL009	-43545.653	-15615.010	-42586.578	-13304.835	-14417.468	-9999.424
UL010	-37495.385	-13784.024	-36652.730	-11687.888	-12254.136	-8595.658
UL011	-37495.385	-13784.024	-36652.730	-11687.888	-12254.136	-8595.658
UL012	-45624.470	-15962.326	-44636.915	-13700.390	-15275.778	-10443.217
UL013	-45624.470	-15962.326	-44636.915	-13700.390	-15275.778	-10443.217
UL014	-35671.875	-12186.152	-34698.298	-10474.241	-12258.384	-7803.916
UL015	-35671.875	-12186.152	-34698.298	-10474.241	-12258.384	-7803.916
UL016	-42783.430	-15014.433	-41709.141	-12793.111	-14471.357	-9614.831
UL017	-42783.430	-15014.433	-41709.141	-12793.111	-14471.357	-9614.831
UL018	-36965.865	-13253.869	-36003.518	-11238.353	-12391.230	-8265.056
UL019	-36965.865	-13253.869	-36003.518	-11238.353	-12391.230	-8265.056
UL020	-44782.293	-15348.390	-43680.619	-13173.452	-15296.655	-10041.555
UL021	-44782.293	-15348.390	-43680.619	-13173.452	-15296.655	-10041.555
UL022	-27489.426	-9748.921	-26885.243	-8379.393	-9107.991	-6243.133
UL023	-43545.653	-15615.010	-42586.578	-13304.835	-14417.468	-9999.424
UL024	-37495.385	-13784.024	-36652.730	-11687.888	-12254.136	-8595.658
UL025	-45624.470	-15962.326	-44636.915	-13700.390	-15275.778	-10443.217
UL026	-34245.000	-11698.706	-33310.366	-10055.271	-11768.049	-7491.759

구 분	S10(절점19)		S11(절점21)		S12(절점22)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	-15371.049	-8591.587	-360.023	-5303.413	-93.543	-2737.730
UL002	-11945.259	-6803.019	-298.768	-4044.702	-93.543	-2106.230
UL003	-16738.158	-9208.106	-384.472	-5805.717	-93.543	-2989.779
UL004	-11986.077	-6287.213	-741.512	-3809.382	-320.626	-1988.489
UL005	-14238.031	-7680.555	-647.662	-4712.749	-251.729	-2441.519
UL006	-12166.623	-6599.096	-610.624	-3951.668	-251.729	-2059.681
UL007	-15064.655	-8053.334	-662.445	-5016.468	-251.729	-2593.920
UL008	-13763.473	-7680.555	-331.291	-4712.749	-93.543	-2441.519
UL009	-13763.473	-7680.555	-331.291	-4712.749	-93.543	-2441.519
UL010	-11692.065	-6599.096	-294.252	-3951.668	-93.543	-2059.681
UL011	-11692.065	-6599.096	-294.252	-3951.668	-93.543	-2059.681
UL012	-14590.097	-8053.334	-346.074	-5016.468	-93.543	-2593.920
UL013	-14590.097	-8053.334	-346.074	-5016.468	-93.543	-2593.920
UL014	-11525.074	-6045.397	-712.992	-3662.867	-308.294	-1912.009
UL015	-11525.074	-6045.397	-712.992	-3662.867	-308.294	-1912.009
UL016	-13690.414	-7385.149	-622.752	-4531.490	-242.047	-2347.614
UL017	-13690.414	-7385.149	-622.752	-4531.490	-242.047	-2347.614
UL018	-11698.676	-6345.284	-587.138	-3799.681	-242.047	-1980.463
UL019	-11698.676	-6345.284	-587.138	-3799.681	-242.047	-1980.463
UL020	-14485.245	-7743.591	-636.967	-4823.527	-242.047	-2494.154
UL021	-14485.245	-7743.591	-636.967	-4823.527	-242.047	-2494.154
UL022	-8696.022	-4836.318	-221.036	-2930.294	-71.956	-1529.607
UL023	-13763.473	-7680.555	-331.291	-4712.749	-93.543	-2441.519
UL024	-11692.065	-6599.096	-294.252	-3951.668	-93.543	-2059.681
UL025	-14590.097	-8053.334	-346.074	-5016.468	-93.543	-2593.920
UL026	-11064.071	-5803.581	-684.473	-3516.353	-295.963	-1835.529

8. 두부보 설계

8.1 내민보의 설계 : 좌측 (절점 11)

1) 내민길이의 산정

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

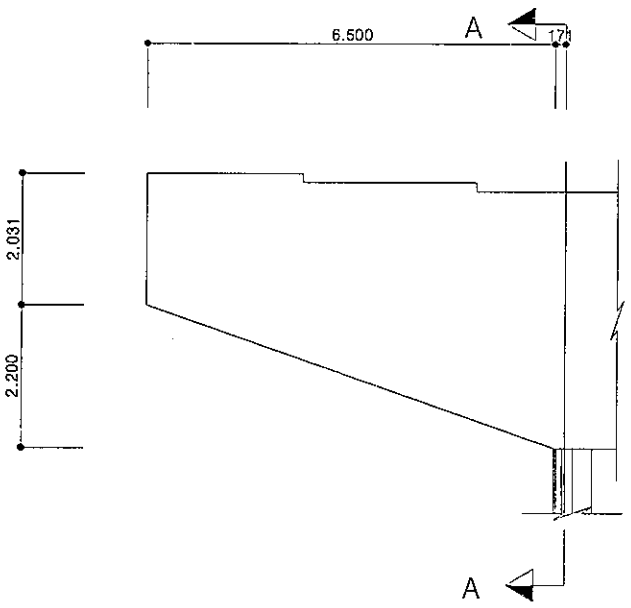
① 기둥의 단면적

$A = \pi \times 3.000^2 / 4 = 7.069\ m^2$

② 치환단면의 한변길이

$L = \sqrt{7.069} = 2.658\ m$

☞ 위험단면은 기둥끝단으로부터 0.171m(= 1.500 - 2.658/2)에 위치한다.



2) 브래킷 판정

① 위험단면에서의 작용력 : 『단면력 집계』 참조

Vu = 17879.188 kN - "ULO-02"

Mu = 51755.589 kN.m

Nu = 0.000 kN

② 브래킷 판정

a = 51755.589 / 17879.188 = 2.895 m

d = 3.550 - 0.200 = 3.350 m

a/d = 2.895 / 3.350 = 0.864 ≤ 1.0 ∴ 브래킷으로 검토

3) 브래킷 검토

* 단면제원 및 설계가정

fck=27MPa, fy=400MPa, Φ=0.80, Φf=0.80, Φv=0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	외단깊이(mm)	Vu(kN)
3500.0	3549.8	3349.8	100.0	3172.8	17879.2

a = 2894.739 mm, d = 3349.776 mm

a / d (= 0.864) ≤ 1 → Bracket으로 설계. [콘크리트 구조설계기준] 7.9.2

지압면의 외단깊이 ≥ 0.5d , 3172.827 mm ≥ 0.5 x 3349.776 mm ∴ O.K

① 설계 단면력 산정

Vu = 17879.188 kN

Nuc = 0.20 x 17879.188 = 3575.838 kN

Mu = Mu' + Nuc x (h - d)

= 51755.589 + 3575.838 x (3.550 - 3.350)

= 52470.757 kN.m

② 전단마찰철근(Avf)의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우 , [도로교 설계기준] 4.4.6.4

Vn_max ≤ 0.2 x fck x bo x d , 5.6 x bo x d

≤ 0.2 x 27 x 3500.000 x 3349.776 = 63310.773 kN

≤ 5.6 x 3500.000 x 3349.776 = 65655.616 kN

ΦVn_max = 0.80 x 63310.773 = 50648.618 kN ≥ Vu (=17879.188 kN) ∴ O.K

$$Avf = \frac{Vu}{\Phi v \times fy \times \mu}$$ (Φv=0.80, μ=1.4λ, λ=1.0 ; 일체로 친 보통 콘크리트)

= 17879188.000 / (0.80 x 400 x 1.4)

= 39908.902 mm²

③ 휨모멘트 철근(Af)의 설계

Mu = 51755.589 + 3575.838 x (3.550 - 3.350) = 52470.757 kN.m

$$a = \frac{Af \times fy}{0.85 \times fck \times B}$$

Mn = Mu / Φ = Af x fy x (d - a/2) → 위의 a를 대입하여 Af를 이차방정식으로 푼다.

$$Af = \frac{d - \sqrt{[d^2 - 4 \times Mu / (1.7 \times fck \times B \times \Phi)]}}{2 \times fy / (1.7 \times fck \times B)}$$

= 51004.374 mm²

④ 수평인장 철근(An)의 설계

Nuc = 0.20 x 17879.188 = 3575.838 kN

An = Nuc / (Φ x fy) = 11174.493 mm²

⑤ 주인장철근(As)의 산정

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

→ As = 62178.867 mm²

As(min) = 0.04 x (fck / fy) x B x d
= 0.04 x (27 / 400) x 3500.000 x 3349.776
= 31655.386 mm²
Use As = 66712.800 mm² (철근도심 200.00 mm)
1단 : H32-14.0EA + H32-14.0EA , d1 = 100.00 mm
2단 : H32-14.0EA + H32-14.0EA , d2 = 200.00 mm
3단 : H32-14.0EA + H32-14.0EA , d3 = 300.00 mm
Use As ≥ 62178.867 mm² , 31655.386 mm² ∴ O.K

⑥ 폐쇄 스터럽,띠철근(Ah)의 산정
Ah = 0.5 x (As - An) = 0.5 x (62178.867 - 11174.493)
= 25502.187 mm²
사용철근량 (1단) : H22 - 6.0 EA = 2322.600 mm²
철근의 배치 범위 : 2/3 d = 2/3 x 3349.78 = 2233.18 mm구간에 14.0 단 설치
▶ 사용철근량(14.0단) : H22 - 84.00 EA = 32516.400 mm² ≥ 25502.187 mm² ∴ 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 = 2.9 < 2d(=6.900) ∴ 깊은 보로 전단설계
- a/2 = 1.447 m (< d = 3.450 m) L 위험단면 위치
- Vu = 12258.982 kN - "ULO-02
부재번호 : 6 (I단 : 절점6, J단 : 절점7) 부재길이(L) : 1.385 m
Vui = 11726.405 kN (I단), Vuj = 12267.725 kN (J단)
검토위치(Lc) = 5.224 m (두부보 좌측단에서의 거리)
Vu = Vui + (Vuj - Vui)/L x (Lc - I단 좌표)
= 11726.405 + (12267.725 - 11726.405)/1.385 x (5.224 - 3.861)
= 12258.982 kN

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3500.0	5789.5	3349.8	12259.0	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d
= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 3500.00 x 3349.78
= 40613.880 kN ≥ Vu(= 12258.982 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d
= 0.80 x 1/6 x √27 x 3500.00 x 3349.78 = 8122.776 kN
< Vu (= 12258.982 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K
Av = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1312.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K
Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=787.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 19521.296 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (19521.296 + 10153.470)
= 23739.813 kN ≥ Vu(= 12258.982 kN) ∴ O.K

5) 수평력에 의한 검토

- 교축방향 지진시 수평력과 두부보관성력으로 교축방향 모멘트를 산정

→ 두부보자중에의한 관성력 산정 : 설계수평진도 (Kh = 0.154 x 1.000 = 0.154)

w1 = 2.031 x 6.671 x 3.500 x 25.000 x 0.154 = 182.570 kN
w2 = 2.200 x (6.671-0.171) / 2 x 3.500 x 25.000 x 0.154 = 96.346 kN
w3 = 2.200 x (6.671-6.500) x 3.500 x 25.000 x 0.154 = 5.069 kN
Vc = 182.570 + 96.346 + 5.069 = 283.986 kN
Mc = 182.570 x 3.336 + 96.346 x 2.338 + 5.069 x 0.086 = 834.621 kN.m

Vu = 262.740 x sin 84.54 + 202.010 x cos 84.54 +
260.950 x sin 84.54 + 202.110 x cos 84.54 +
259.270 x sin 84.54 + 202.180 x cos 84.54 +
262.780 x sin 84.54 + 201.690 x cos 84.54 +
260.990 x sin 84.54 + 201.790 x cos 84.54 +
259.300 x sin 84.54 + 201.850 x cos 84.54 +
283.986(Vc)
= 1958.211 kN

Mu = 262.740 x sin 84.54 x 5.580 + 202.010 x cos 84.54 x 5.580 +
260.950 x sin 84.54 x 2.810 + 202.110 x cos 84.54 x 2.810 +

259.270 x sin 84.54 x 0.040 + 202.180 x cos 84.54 x 0.040 +
262.780 x sin 84.54 x 5.613 + 201.690 x cos 84.54 x 5.613 +
260.990 x sin 84.54 x 2.855 + 201.790 x cos 84.54 x 2.855 +
259.300 x sin 84.54 x 0.098 + 201.850 x cos 84.54 x 0.098 +
834.621(Mc)

= 5596.372 kN.m

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
3549.8	3500.0	3400.0	100.0	5596.4	1958.2

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 10918.800 x 400.00 = 4367520.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 3549.776 = 81467.367 x a

T = C 이므로, a = 53.611 mm, c = 53.611 / β1 = 53.611 / 0.85 = 63.071 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (3400.00 - 63.071) / 63.071 = 0.15872

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ———————— ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ———————— ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4858.194 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 10918.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 2.248]

1단 : H22 - 20.0 EA, H32 - 4.0 EA (= 10918.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00090

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 53.611 mm

ΦMn = 0.85 x 10918.800 x 400 x (3400.00 - a/2) = 12522.621 kN.m

≥ Mu (= 5596.372 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.238]

* 전단에 대한 검토 (d = 3400.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3549.78 x 3400.00 = 8361.814 kN

ΦVc/2 ≥ Vu (= 1958.211 kN) , 전단보강 불필요.

6) 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 34463.567 x 1000000 / [66712.800 x (3349.776 - 821.401/3)]

= 167.945 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x66712.800/3500.0 + 7x66712.800/3500.0 x √[(1 + 2x3500.0x3349.8/(7x66712.800)]

= 821.401 mm

사용철근량 = 66712.8 mm² (철근도심 : 200.0 mm)

1단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

2단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

3단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 167.95) - 2.5 x 84.00 = 258.90 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 167.95) = 375.12 mm

Sa는 작은 값인 258.90 mm 를 적용

S = 3500.00 / 28.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 258.90 mm) ∴ O.K

7) 수평력 검토에 의한 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 5596.372 x 1000000 / [10918.800 x (3400.000 - 361.714/3)]

= 156.291 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x10918.800/3549.8 + 7x10918.800/3549.8 x √[(1 + 2x3549.8x3400.0/(7x10918.800)]

= 361.714 mm

사용철근량 = 10918.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H22 - 20.0 EA, H32 - 4.0 EA (= 10918.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 156.29) - 2.5 x 84.00 = 293.87 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 156.29) = 403.09 mm

Sa는 작은 값인 293.87 mm 를 적용

S = 3549.78 / 24.0 EA = 147.91 ≤ Sa (= 293.87 mm) ∴ O.K

8.2 내민보의 설계 : 우측 (절점 14)

1) 내민길이의 산정

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

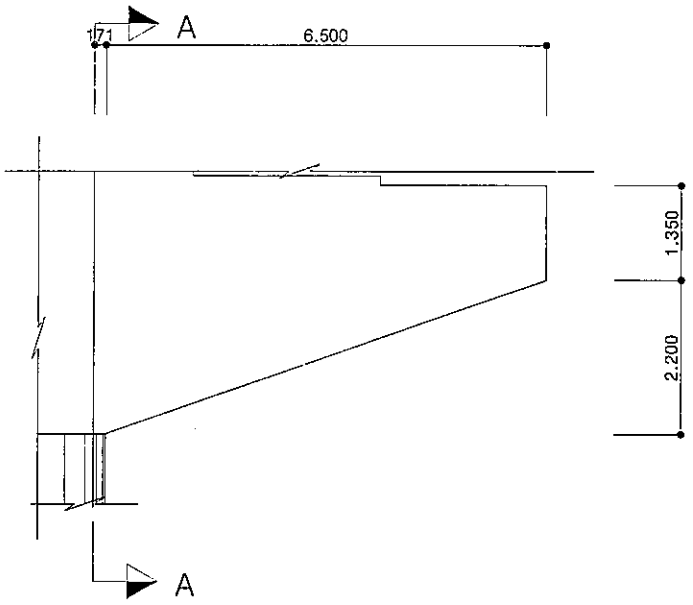
① 기둥의 단면적

$A = \pi \times 3.000^2 / 4 = 7.069\ m^2$

② 치환단면의 한변길이

$L = \sqrt{7.069} = 2.658\ m$

☞ 위험단면은 기둥끝단으로부터 0.171m(= 1.500 - 2.658/2)에 위치한다.



2) 브래킷 판정

① 위험단면에서의 작용력 : 『단면력 집계』 참조

Vu = 18112.648 kN - "ULO-03"

Mu = 52089.841 kN.m

Nu = 0.000 kN

② 브래킷 판정

a = 52089.841 / 18112.648 = 2.876 m

d = 3.550 - 0.200 = 3.350 m

a/d = 2.876 / 3.350 = 0.859 ≤ 1.0 ∴ 브래킷으로 검토

3) 브래킷 검토

* 단면제원 및 설계가정

fck=27MPa, fy=400MPa, Φ=0.80, Φf=0.80, Φv=0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	외단깊이(mm)	Vu(kN)
3500.0	3549.8	3349.8	100.0	2770.5	18112.6

a = 2875.882 mm, d = 3349.776 mm

a / d (= 0.859) ≤ 1 → Bracket으로 설계. [콘크리트 구조설계기준] 7.9.2

지압면의 외단깊이 ≥ 0.5d , 2770.495 mm ≥ 0.5 x 3349.776 mm ∴ O.K

① 설계 단면력 산정

Vu = 18112.648 kN

Nuc = 0.20 x 18112.648 = 3622.530 kN

Mu = Mu' + Nuc x (h - d)

= 52089.841 + 3622.530 x (3.550 - 3.350)

= 52814.347 kN.m

② 전단마찰철근(Avf)의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우 , [도로교 설계기준] 4.4.6.4

Vn_max ≤ 0.2 x fck x bo x d , 5.6 x bo x d

≤ 0.2 x 27 x 3500.000 x 3349.776 = 63310.773 kN

≤ 5.6 x 3500.000 x 3349.776 = 65655.616 kN

ΦVn_max = 0.80 x 63310.773 = 50648.618 kN ≥ Vu (=18112.648 kN) ∴ O.K

$$Avf = \frac{Vu}{\Phi v \times fy \times \mu}$$ (Φv=0.80, μ=1.4λ, λ=1.0 ; 일체로 친 보통 콘크리트)

= 18112648.000 / (0.80 x 400 x 1.4)

= 40430.018 mm²

③ 휨모멘트 철근(Af)의 설계

Mu = 52089.841 + 3622.530 x (3.550 - 3.350) = 52814.347 kN.m

$$a = \frac{Af \times fy}{0.85 \times fck \times B}$$

Mn = Mu / Φ = Af x fy x (d - a/2) → 위의 a를 대입하여 Af를 이차방정식으로 푼다.

$$Af = \frac{d - \sqrt{[d^2 - 4 \times Mu / (1.7 \times fck \times B \times \Phi)]}}{2 \times fy / (1.7 \times fck \times B)}$$

= 51353.099 mm²

④ 수평인장 철근(An)의 설계

Nuc = 0.20 x 18112.648 = 3622.530 kN

An = Nuc / (Φ x fy) = 11320.405 mm²

⑤ 주인장철근(As)의 산정

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

→ As = 62673.504 mm²

As(min) = 0.04 x (fck / fy) x B x d
= 0.04 x (27 / 400) x 3500.000 x 3349.776
= 31655.386 ㎟
Use As = 66712.800 ㎟ (철근도심 200.00 ㎜)
1단 : H32-14.0EA + H32-14.0EA , d1 = 100.00 ㎜
2단 : H32-14.0EA + H32-14.0EA , d2 = 200.00 ㎜
3단 : H32-14.0EA + H32-14.0EA , d3 = 300.00 ㎜
Use As ≥ 62673.504 ㎟ , 31655.386 ㎟ ∴ O.K

⑥ 폐쇄 스터럽,띠철근(Ah)의 산정
Ah = 0.5 x (As - An) = 0.5 x (62673.504 - 11320.405)
= 25676.550 ㎟
사용철근량 (1단) : H22 - 6.0 EA = 2322.600 ㎟
철근의 배치 범위 : 2/3 d = 2/3 x 3349.78 = 2233.18 ㎜구간에 14.0 단 설치
▶ 사용철근량(14.0단) : H22 - 84.00 EA = 32516.400 ㎟ ≥ 25676.550 ㎟ ∴ 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 = 2.9 < 2d(=6.900) ∴ 깊은 보로 전단설계
- a/2 = 1.438 m (< d = 3.450 m) L 위험단면 위치
- Vu = 12431.168 kN - "ULO-03
부재번호 : 16 (I단 : 절점16, J단 : 절점17) 부재길이(L) : 1.286 m
Vui = -12950.630 kN (I단), Vuj = -12423.354 kN (J단)
검토위치(Lc) = 10.767 m (두부보 좌측단에서의 거리)
Vu = Vui + (Vuj - Vui)/L x (Lc - I단 좌표)
= -12950.630 + (-12423.354 - -12950.630)/1.286 x (10.767 - 9.500)
= -12431.168 kN

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3500.0	5751.8	3349.8	12431.2	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 3500.00 x 3349.78

= 40613.880 kN ≥ Vu(= 12431.168 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3500.00 x 3349.78 = 8122.776 kN

< Vu (= 12431.168 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1312.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=787.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 19526.355 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (19526.355 + 10153.470)

= 23743.860 kN ≥ Vu(= 12431.168 kN) ∴ O.K

5) 수평력에 의한 검토

- 교축방향 지진시 수평력과 두부보관성력으로 교축방향 모멘트를 산정

→ 두부보자중에의한 관성력 산정 : 설계수평진도 (Kh = 0.154 x 1.000 = 0.154)

w1 = 2.031 x 6.671 x 3.500 x 25.000 x 0.154 = 182.570 kN

w2 = 2.200 x (6.671-0.171) / 2 x 3.500 x 25.000 x 0.154 = 96.346 kN

w3 = 2.200 x (6.671-6.500) x 3.500 x 25.000 x 0.154 = 5.069 kN

Vc = 182.570 + 96.346 + 5.069 = 283.986 kN

Mc = 182.570 x 3.336 + 96.346 x 2.338 + 5.069 x 0.086 = 834.621 kN.m

Vu = 258.380 x sin 84.54 + 202.150 x cos 84.54 +
259.380 x sin 84.54 + 202.010 x cos 84.54 +
260.920 x sin 84.54 + 201.840 x cos 84.54 +
258.390 x sin 84.54 + 201.800 x cos 84.54 +
259.370 x sin 84.54 + 201.640 x cos 84.54 +
260.900 x sin 84.54 + 201.430 x cos 84.54 +
283.986(Vc)

= 1949.488 kN

Mu = 258.380 x sin 84.54 x 0.072 + 202.150 x cos 84.54 x 0.072 +
259.380 x sin 84.54 x 2.843 + 202.010 x cos 84.54 x 2.843 +

260.920 x sin 84.54 x 5.613 + 201.840 x cos 84.54 x 5.613 +
258.390 x sin 84.54 x 0.001 + 201.800 x cos 84.54 x 0.001 +
259.370 x sin 84.54 x 2.758 + 201.640 x cos 84.54 x 2.758 +
260.900 x sin 84.54 x 5.516 + 201.430 x cos 84.54 x 5.516 +
834.621(Mc)

= 5512.409 kN.m

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
3549.8	3500.0	3400.0	100.0	5512.4	1949.5

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 10918.800 x 400.00 = 4367520.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 3549.776 = 81467.367 x a

T = C 이므로, a = 53.611 mm, c = 53.611 / β1 = 53.611 / 0.85 = 63.071 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (3400.00 - 63.071) / 63.071 = 0.15872

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4785.053 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 10918.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.282]

1단 : H22 - 20.0 EA, H32 - 4.0 EA (= 10918.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00090

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 53.611 mm

ΦMn = 0.85 x 10918.800 x 400 x (3400.00 - a/2) = 12522.621 kN.m

≥ Mu (= 5512.409 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.272]

* 전단에 대한 검토 (d = 3400.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3549.78 x 3400.00 = 8361.814 kN

ΦVc/2 ≥ Vu (= 1949.488 kN) , 전단보강 불필요.

6) 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 35825.834 x 1000000 / [66712.800 x (3349.776 - 821.401/3)]

= 174.584 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x66712.800/3500.0 + 7x66712.800/3500.0 x √[(1 + 2x3500.0x3349.8/(7x66712.800)]

= 821.401 mm

사용철근량 = 66712.8 mm² (철근도심 : 200.0 mm)

1단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

2단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

3단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 174.58) - 2.5 x 84.00 = 241.07 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 174.58) = 360.86 mm

Sa는 작은 값인 241.07 mm 를 적용

S = 3500.00 / 28.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 241.07 mm) ∴ O.K

7) 수평력 검토에 의한 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 5512.409 x 1000000 / [10918.800 x (3400.000 - 361.714/3)]

= 153.946 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x10918.800/3549.8 + 7x10918.800/3549.8 x √[(1 + 2x3549.8x3400.0/(7x10918.800)]

= 361.714 mm

사용철근량 = 10918.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H22 - 20.0 EA, H32 - 4.0 EA (= 10918.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 153.95) - 2.5 x 84.00 = 301.54 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 153.95) = 409.23 mm

Sa는 작은 값인 301.54 mm 를 적용

S = 3549.78 / 24.0 EA = 147.91 ≤ Sa (= 301.54 mm) ∴ O.K

8.3 교량받침 위치 검토

1) 받침위치1(교량받침7) : UL0-02(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 = 0.047 (136.90/2909.00) < 2d(=4.578) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3500.0	5789.5	2189.1	2909.0	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 3500.00 x 2189.09

= 26541.334 kN ≥ Vu(= 2908.999 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3500.00 x 2189.09 = 5308.267 kN

≥ Vu (= 2908.999 kN) , 전단보강 불필요.

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 105.307 x 1000000 / [66712.800 x (2189.092 - 642.438/3)]

= 0.799 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x66712.800/3500.0 + 7x66712.800/3500.0 x √[(1 + 2x3500.0x2189.1/(7x66712.800)]

= 642.438 mm

사용철근량 = 66712.8 mm² (철근도심 : 200.0 mm)

1단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

2단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

3단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 0.80) - 2.5 x 84.00 = 98318.04 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 0.80) = 78822.43 mm

Sa는 작은 값인 78822.43 mm 를 적용

S = 3500.00 / 28.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 78822.43 mm) ∴ O.K

2) 받침위치2(교량받침1) : UL0-02(절점 3)

: 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 = 0.042 (233.04/5554.00) < 2d(=4.601) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3500.0	5789.5	2200.3	5554.0	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 3500.00 x 2200.26

= 26676.753 kN ≥ Vu(= 5554.004 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3500.00 x 2200.26 = 5335.351 kN

< Vu (= 5554.004 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1312.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=787.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 12555.849 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (12555.849 + 6669.188)

= 15380.030 kN ≥ Vu(= 5554.004 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 168.416 x 1000000 / [66712.800 x (2200.262 - 644.356/3)]

= 1.271 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x66712.800/3500.0 + 7x66712.800/3500.0 x √[(1 + 2x3500.0x2200.3/(7x66712.800)]

= 644.356 mm

사용철근량 = 66712.8 mm² (철근도심 : 200.0 mm)

1단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

2단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

3단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 ㎜

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 1.27) - 2.5 x 84.00 = 61725.75 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 1.27) = 49548.60 ㎜

Sa는 작은 값인 49548.60 ㎜ 를 적용

S = 3500.00 / 28.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 49548.60 ㎜) ∴ O.K

3) 받침위치3(교량받침8) : UL0-02(절점 5)

: 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 = 1.819 (16477.99/9058.08) < 2d(=6.173) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3500.0	5789.5	2986.3	9058.1	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 3500.00 x 2986.28

= 36206.693 kN ≥ Vu(= 9058.082 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3500.00 x 2986.28 = 7241.339 kN

< Vu (= 9058.082 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1312.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=787.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 17318.688 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (17318.688 + 9051.673)

= 21096.289 kN ≥ Vu(= 9058.082 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 10878.790 x 1000000 / [66712.800 x (2986.278 - 769.179/3)]

= 59.735 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x66712.800/3500.0 + 7x66712.800/3500.0 x √[(1 + 2x3500.0x2986.3/(7x66712.800)]

= 769.179 mm

사용철근량 = 66712.8 mm² (철근도심 : 200.0 mm)

1단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

2단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

3단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 59.73) - 2.5 x 84.00 = 1108.33 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 59.73) = 1054.66 mm

Sa는 작은 값인 1054.66 mm 를 적용

S = 3500.00 / 28.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1054.66 mm) ∴ O.K

4) 받침위치4(교량받침2) : UL0-02(절점 6)

: 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 = 1.440 (16885.97/11726.40) < 2d(=6.203) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3500.0	5789.5	3001.5	11726.4	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 3500.00 x 3001.51

= 36391.356 kN ≥ Vu(= 11726.405 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3500.00 x 3001.51 = 7278.271 kN

< Vu (= 11726.405 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1312.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=787.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 17410.978 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (17410.978 + 9097.839)

= 21207.054 kN ≥ Vu(= 11726.405 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 11150.068 x 1000000 / [66712.800 x (3001.508 - 771.427/3)]

= 60.901 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x66712.800/3500.0 + 7x66712.800/3500.0 x √[(1 + 2x3500.0x3001.5/(7x66712.800)]

= 771.427 mm

사용철근량 = 66712.8 mm² (철근도심 : 200.0 mm)

1단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

2단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

3단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 60.90) - 2.5 x 84.00 = 1083.08 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 60.90) = 1034.46 mm

Sa는 작은 값인 1034.46 mm 를 적용

S = 3500.00 / 28.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1034.46 mm) ∴ O.K

5) 받침위치5(교량받침9) : UL0-02(절점 9)

: 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 = 3.270 (50150.40/15338.33) < 2d(=7.717) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3500.0	5789.5	3758.5	15338.3	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 3500.00 x 3758.46

= 45568.909 kN ≥ Vu(= 15338.333 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3500.00 x 3758.46 = 9113.782 kN

< Vu (= 15338.333 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1312.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=787.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 21997.703 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (21997.703 + 11392.227)

= 26711.944 kN ≥ Vu(= 15338.333 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 33382.813 x 1000000 / [66712.800 x (3758.460 - 876.897/3)]

= 144.366 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x66712.800/3500.0 + 7x66712.800/3500.0 x √[(1 + 2x3500.0x3758.5/(7x66712.800)]

= 876.897 mm

사용철근량 = 66712.8 mm² (철근도심 : 200.0 mm)

1단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

2단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

3단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 144.37) - 2.5 x 84.00 = 335.49 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 144.37) = 436.39 mm

Sa는 작은 값인 335.49 mm 를 적용

S = 3500.00 / 28.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 335.49 mm) ∴ O.K

6) 받침위치6(교량받침3) : UL0-02(절점 10)

: 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 = 2.858 (51040.78/17861.18) < 2d(=7.717) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3500.0	5789.5	3758.5	17861.2	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 3500.00 x 3758.46

= 45568.909 kN ≥ Vu(= 17861.179 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3500.00 x 3758.46 = 9113.782 kN

< Vu (= 17861.179 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1312.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=787.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 21997.703 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (21997.703 + 11392.227)

= 26711.944 kN ≥ Vu(= 17861.179 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 33982.208 x 1000000 / [66712.800 x (3758.460 - 876.897/3)]

= 146.958 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x66712.800/3500.0 + 7x66712.800/3500.0 x √[(1 + 2x3500.0x3758.5/(7x66712.800)]

= 876.897 mm

사용철근량 = 66712.8 mm² (철근도심 : 200.0 mm)

1단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

2단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

3단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 146.96) - 2.5 x 84.00 = 325.87 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 146.96) = 428.69 mm

Sa는 작은 값인 325.87 mm 를 적용

S = 3500.00 / 28.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 325.87 mm) ∴ O.K

7) 받침위치7(교량받침10) : 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 = 2.876 (52089.84/18112.65) < 2d(=7.444) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3500.0	5751.8	3622.2	18112.6	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 3500.00 x 3622.22

= 43917.108 kN ≥ Vu(= 18112.648 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3500.00 x 3622.22 = 8783.422 kN

< Vu (= 18112.648 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1312.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=787.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 21177.230 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (21177.230 + 10979.277)

= 25725.206 kN ≥ Vu(= 18112.648 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 35825.834 x 1000000 / [66712.800 x (3622.222 - 858.742/3)]

= 160.977 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x66712.800/3500.0 + 7x66712.800/3500.0 x √[(1 + 2x3500.0x3622.2/(7x66712.800)]

= 858.742 mm

사용철근량 = 66712.8 mm² (철근도심 : 200.0 mm)

1단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

2단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

3단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 ㎜

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 160.98) - 2.5 x 84.00 = 279.20 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 160.98) = 391.36 ㎜

Sa는 작은 값인 279.20 ㎜ 를 적용

S = 3500.00 / 28.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 279.20 ㎜) ∴ O.K

8) 받침위치8(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 = 3.281 (50970.13/15535.85) < 2d(=7.444) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3500.0	5751.8	3622.2	15535.9	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 3500.00 x 3622.22

= 43917.108 kN ≥ Vu(= 15535.854 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3500.00 x 3622.22 = 8783.422 kN

< Vu (= 15535.854 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1312.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=787.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 21177.230 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (21177.230 + 10979.277)

= 25725.206 kN ≥ Vu(= 15535.854 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 34944.495 x 1000000 / [66712.800 x (3622.222 - 858.742/3)]

= 157.017 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x66712.800/3500.0 + 7x66712.800/3500.0 x √[(1 + 2x3500.0x3622.2/(7x66712.800)]

= 858.742 mm

사용철근량 = 66712.8 mm² (철근도심 : 200.0 mm)

1단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

2단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

3단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 157.02) - 2.5 x 84.00 = 291.54 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 157.02) = 401.23 mm

Sa는 작은 값인 291.54 mm 를 적용

S = 3500.00 / 28.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 291.54 mm) ∴ O.K

9) 받침위치9(교량받침11) : ULO-03(절점 18)

: 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 = 1.464 (17521.99/11964.81) < 2d(=5.421) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3500.0	5751.8	2610.4	11964.8	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 3500.00 x 2610.39

= 31649.341 kN ≥ Vu(= 11964.811 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3500.00 x 2610.39 = 6329.868 kN

< Vu (= 11964.811 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1312.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=787.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 15046.090 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (15046.090 + 7912.335)

= 18366.740 kN ≥ Vu(= 11964.811 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 12237.324 x 1000000 / [66712.800 x (2610.394 - 711.790/3)]

= 77.296 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x66712.800/3500.0 + 7x66712.800/3500.0 x √[(1 + 2x3500.0x2610.4/(7x66712.800)]

= 711.790 mm

사용철근량 = 66712.8 mm² (철근도심 : 200.0 mm)

1단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

2단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

3단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 77.30) - 2.5 x 84.00 = 808.81 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 77.30) = 815.05 mm

Sa는 작은 값인 808.81 mm 를 적용

S = 3500.00 / 28.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 808.81 mm) ∴ O.K

10. 받침위치10(교량받침5) : ULO-03(절점 19)

: 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 = 1.818 (16738.16/9208.11) < 2d(=5.363) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3500.0	5751.8	2581.6	9208.1	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 3500.00 x 2581.62

= 31300.533 kN ≥ Vu(= 9208.106 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3500.00 x 2581.62 = 6260.107 kN

< Vu (= 9208.106 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1312.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=787.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 14871.764 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (14871.764 + 7825.133)

= 18157.518 kN ≥ Vu(= 9208.106 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 11588.196 x 1000000 / [66712.800 x (2581.624 - 707.236/3)]

= 74.046 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x66712.800/3500.0 + 7x66712.800/3500.0 x √[(1 + 2x3500.0x2581.6/(7x66712.800)]

= 707.236 mm

사용철근량 = 66712.8 mm² (철근도심 : 200.0 mm)

1단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

2단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

3단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 74.05) - 2.5 x 84.00 = 853.53 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 74.05) = 850.82 mm

Sa는 작은 값인 850.82 mm 를 적용

S = 3500.00 / 28.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 850.82 mm) ∴ O.K

11) 받침위치11(교량받침12) : ULO-03(절점 21)

: 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 = 0.066 (384.47/5805.72) < 2d(=3.281) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3500.0	5751.8	1540.7	5805.7	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 3500.00 x 1540.70

= 18679.988 kN ≥ Vu(= 5805.717 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3500.00 x 1540.70 = 3735.998 kN

< Vu (= 5805.717 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1312.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=787.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 8564.313 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (8564.313 + 4669.997)

= 10587.448 kN ≥ Vu(= 5805.717 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 509.573 x 1000000 / [66712.800 x (1540.699 - 521.509/3)]

= 5.588 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x66712.800/3500.0 + 7x66712.800/3500.0 x √[(1 + 2x3500.0x1540.7/(7x66712.800)]

= 521.509 mm

사용철근량 = 66712.8 mm² (철근도심 : 200.0 mm)

1단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

2단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

3단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 5.59) - 2.5 x 84.00 = 13882.18 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 5.59) = 11273.74 mm

Sa는 작은 값인 11273.74 mm 를 적용

S = 3500.00 / 28.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 11273.74 mm) ∴ O.K

12) 받침위치12(교량받침6) : ULO-03(절점 22)

: 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 = 0.031 (93.54/2989.78) < 2d(=3.216) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3500.0	5751.8	1507.9	2989.8	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 3500.00 x 1507.87

= 18281.936 kN ≥ Vu(= 2989.779 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3500.00 x 1507.87 = 3656.387 kN

≥ Vu (= 2989.779 kN) , 전단보강 불필요.

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 193.638 x 1000000 / [66712.800 x (1507.869 - 514.787/3)]

= 2.172 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x66712.800/3500.0 + 7x66712.800/3500.0 x √[(1 + 2x3500.0x1507.9/(7x66712.800)]

= 514.787 mm

사용철근량 = 66712.8 mm² (철근도심 : 200.0 mm)

1단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

2단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

3단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 2.17) - 2.5 x 84.00 = 36044.73 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 2.17) = 29003.79 mm

Sa는 작은 값인 29003.79 mm 를 적용

S = 3500.00 / 28.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 29003.79 mm) ∴ 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	-29296.267	-39073.197	1240.280	1388.535	-32.666	-0.00112	축력최대
UL007	-29296.267	-33226.841	16272.046	22644.116	-601.613	0.01683	모멘트최대
UL022	-22535.590	-22101.861	13899.248	42848.291	2777.872	0.02629	탄성설계
UL022	-22535.590	-22101.861	5721.915	15447.624	2777.872	0.02629	소성설계
UE020	-21408.811	-25188.208	15156.224	21283.214	-578.474	0.01578	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	0.010	0.060	O.K	106037.829	39073.197	1535.990	2.714	O.K
모멘트최대	0.005	0.010	0.060	O.K	66576.186	33226.841	24270.221	2.004	O.K
탄성설계	0.005	0.010	0.060	O.K	30327.961	22101.861	43500.803	1.372	O.K
편심최대	0.005	0.010	0.060	O.K	57148.745	25188.208	22403.383	2.269	O.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 23, UL001)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=90.000도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2887.387	39073.197	1535.990	39.311

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 39073.197 x -0.00112 / (-32.666 x 13.875)

= 0.096

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 13.875 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 15.231 / 0.750

= 42.647 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.750 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 15.231 m)

㉥ 모멘트 확대계수 산정

$\delta s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$

$= 1 / (1 - 0.096)$

$= 1.106$

㉦ 확대 모멘트 산정

$M1 = M1ns + \delta s \times M1s$

$= 0.000 + 1.106 \times 1240.280$

$= 1371.991$ kN.m

$M2 = M2ns + \delta s \times M2s$

$= 0.000 + 1.106 \times 1388.535$

$= 1535.990$ kN.m

㉧ 철근비 검토

$Ag = 7068583.47$ mm² , $Ast = 71951.40$ mm² , $Puse = 0.01018$

- 1단 : H25 - 71EA ($As=35975.700$ mm²), $d1 = 100.000$ mm
- 2단 : H25 - 71EA ($As=35975.700$ mm²), $d2 = 125.000$ mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0102) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

$\rho min = 0.010 \times Aeff / Ag$, $Aeff = Pu / \{\Psi 0.80(0.85*fck+0.01*fy)\} = 2589000.596$ mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 mm²)이어야 하므로 3534291.735 mm² 를 적용.

㉨ 평형하중 산정

$cb = 600 / (600 + fy) \times d = 1740.000$ mm, $ab = k1 \times cb = 1479.000$ mm

$Cc = 0.85 \times 27.0 \times 3452132.157 = 79226.433$ kN, $\sum Csi = 11193.068$ kN, $\sum Tsi = 8259.832$ kN

$Pb = 79226.433 + 11193.068 - 8259.832 = 82159.669$ kN

$Mb = Cc \times 1391.004 + \sum(Csi*di) + \sum(Tsi*di) = 72219.909$ kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 879.019 mm, e = Mu/Pu = 39.311 mm)

㉩ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 3648.005 mm, a = k1 x c = 3100.805 mm 를 사용.

$Cc = 0.85 \times 27.0 \times 7069357.930 = 162241.764$ kN

$\sum Csi = 20112.094$ kN, $\sum Tsi = 0.000$ kN

$Pn = 162241.764 + 20112.094 - 0.000 = 182353.859$ kN

$Mn = Cc \times 1550.402 + \sum(Csi*di) + \sum(Tsi*di) = 7169.919$ kN.m

- 편심오차 : $|e - Mn/Pn(=39.319)| = 0.0081 \leq 0.010$ ∴ 허용오차 만족

㉪ 강도감소계수(Φ) 산정

$dt = 3000.00 - 100.00 = 2900.000$ mm

$c = 3648.005$ mm, $a = k1 \times c = 3100.805$ mm

$\varepsilon y = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\varepsilon t = 0.00300 \times (dt-c) / c = 0.00300 \times (2900.00-3648.01) / 3648.01 = -0.00062$

$\varepsilon t \leq \varepsilon y$ 이므로 압축지배단면이며, $\Phi = 0.70$ 를 적용한다.

㉫ 축방향력 및 휨에대한 검토

$MaxPn = 0.80 \times \{0.85\ fck*(Ag-Ast) + fy*Ast\} = 151482.613$ kN < $Pn = 182353.859$ kN

$\Phi Pn = 0.70 \times 151482.613 = 106037.829$ kN ≥ $Pu = 39073.197$ kN ∴ O.K

$\Phi Mn = \Phi Pn \times 0.039 = 4168.409$ kN.m ≥ $Mu = 1535.990$ kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 23, UL007)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, Θ=90.000도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2887.387	33226.841	24270.221	730.440

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 33226.841 x 0.01683 / (-601.613 x 13.875)

= 0.067

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 13.875 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 15.231 / 0.750

= 42.647 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.750 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 15.231 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.067)

= 1.072

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.072 x 16272.046

= 17440.564 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.072 x 22644.116

= 24270.221 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 mm² , Ast = 71951.40 mm² , Puse = 0.01018

- 1단 : H25 - 71EA (As=35975.700 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 71EA (As=35975.700 mm²), d2 = 125.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0102) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 2201619.467 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 mm²)이어야 하므로 3534291.735 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1740.000 mm, ab = k1 x cb = 1479.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 3452132.157 = 79226.433 kN, ∑Csi = 11193.068 kN, ∑Tsi = 8259.832 kN

Pb = 79226.433 + 11193.068 - 8259.832 = 82159.669 kN

Mb = Cc x 1391.004 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 72219.909 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 879.019 mm, e = Mu/Pu = 730.440 mm)

㈑ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1900.994 mm, a = k1 x c = 1615.845 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 3881634.362 = 89083.509 kN

∑Csi = 11924.422 kN, ∑Tsi = 5899.094 kN

Pn = 89083.509 + 11924.422 - 5899.094 = 95108.837 kN

Mn = Cc x 1382.458 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 69470.520 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=730.432) | = 0.0084 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈒ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 3000.00 - 100.00 = 2900.000 mm

c = 1900.994 mm, a = k1 x c = 1615.845 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2900.00-1900.99) / 1900.99 = 0.00158

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㈓ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 151482.613 kN ≥ Pn = 95108.837 kN

ΦPn = 0.70 x 95108.837 = 66576.186 kN ≥ Pu = 33226.841 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.730 = 48629.923 kN.m ≥ Mu = 24270.221 kN.m ∴ O.K

③ 탄성설계 : (부재 23, UL022)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=1.00, θ=90.000도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2887.387	22101.861	43500.803	1968.196

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 22101.861 x 0.02629 / (2777.872 x 13.875)

= 0.015

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 13.875 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 15.231 / 0.750

= 42.647 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.750 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 15.231 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.015)

= 1.015

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.015 x 13899.248

= 14110.912 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.015 x 42848.291

= 43500.803 kN.m

㉤ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 mm² , Ast = 71951.40 mm² , Puse = 0.01018

- 1단 : H25 - 71EA (As=35975.700 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 71EA (As=35975.700 mm²), d2 = 125.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0102) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1464475.285 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 mm²)이어야 하므로 3534291.735 mm² 를 적용.

㉥ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1740.000 mm, ab = k1 x cb = 1479.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 3452132.157 = 79226.433 kN, ∑Csi = 11193.068 kN, ∑Tsi = 8259.832 kN

Pb = 79226.433 + 11193.068 - 8259.832 = 82159.669 kN

Mb = Cc x 1391.004 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 72219.909 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 879.019 mm, e = Mu/Pu = 1968.196 mm)

㉦ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1003.339 mm, a = k1 x c = 852.838 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1654901.245 = 37979.984 kN

∑Csi = 7823.453 kN, ∑Tsi = 15475.476 kN

Pn = 37979.984 + 7823.453 - 15475.476 = 30327.961 kN

Mn = Cc x 1424.711 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 59691.582 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1968.203) | = 0.0066 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉧ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 151482.613 kN ≥ Pn = 30327.961 kN

ΦPn = 1.00 x 30327.961 = 30327.961 kN ≥ Pu = 22101.861 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.968 = 59691.382 kN.m ≥ Mu = 43500.803 kN.m ∴ O.K

④ 편심최대 : (부재 23, UE020)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=90.000도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2887.387	25188.208	22403.383	889.439

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 25188.208 x 0.01578 / (-578.474 x 13.875)

= 0.050

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 13.875 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 15.231 / 0.750

= 42.647 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.750 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 15.231 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.050)

= 1.053

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.053 x 15156.224

= 15953.920 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.053 x 21283.214

= 22403.383 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 mm² , Ast = 71951.40 mm² , Puse = 0.01018

- 1단 : H25 - 71EA (As=35975.700 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 71EA (As=35975.700 mm²), d2 = 125.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0102) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1668977.472 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 mm²)이어야 하므로 3534291.735 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1740.000 mm, ab = k1 x cb = 1479.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 3452132.157 = 79226.433 kN, ∑Csi = 11193.068 kN, ∑Tsi = 8259.832 kN

Pb = 79226.433 + 11193.068 - 8259.832 = 82159.669 kN

Mb = Cc x 1391.004 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 72219.909 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 879.019 mm, e = Mu/Pu = 889.439 mm)

㉮ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1721.843 mm, a = k1 x c = 1463.567 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 3425134.233 = 78606.831 kN

∑Csi = 11144.756 kN, ∑Tsi = 8416.836 kN

Pn = 78606.831 + 11144.756 - 8416.836 = 81334.751 kN

Mn = Cc x 1388.170 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 72341.687 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=889.431) | = 0.0079 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉯ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 3000.00 - 100.00 = 2900.000 mm

c = 1721.843 mm, a = k1 x c = 1463.567 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2900.00-1721.84) / 1721.84 = 0.00205

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0021-0.0020) x (0.850-0.700) / (0.00500-0.00200) = 0.703

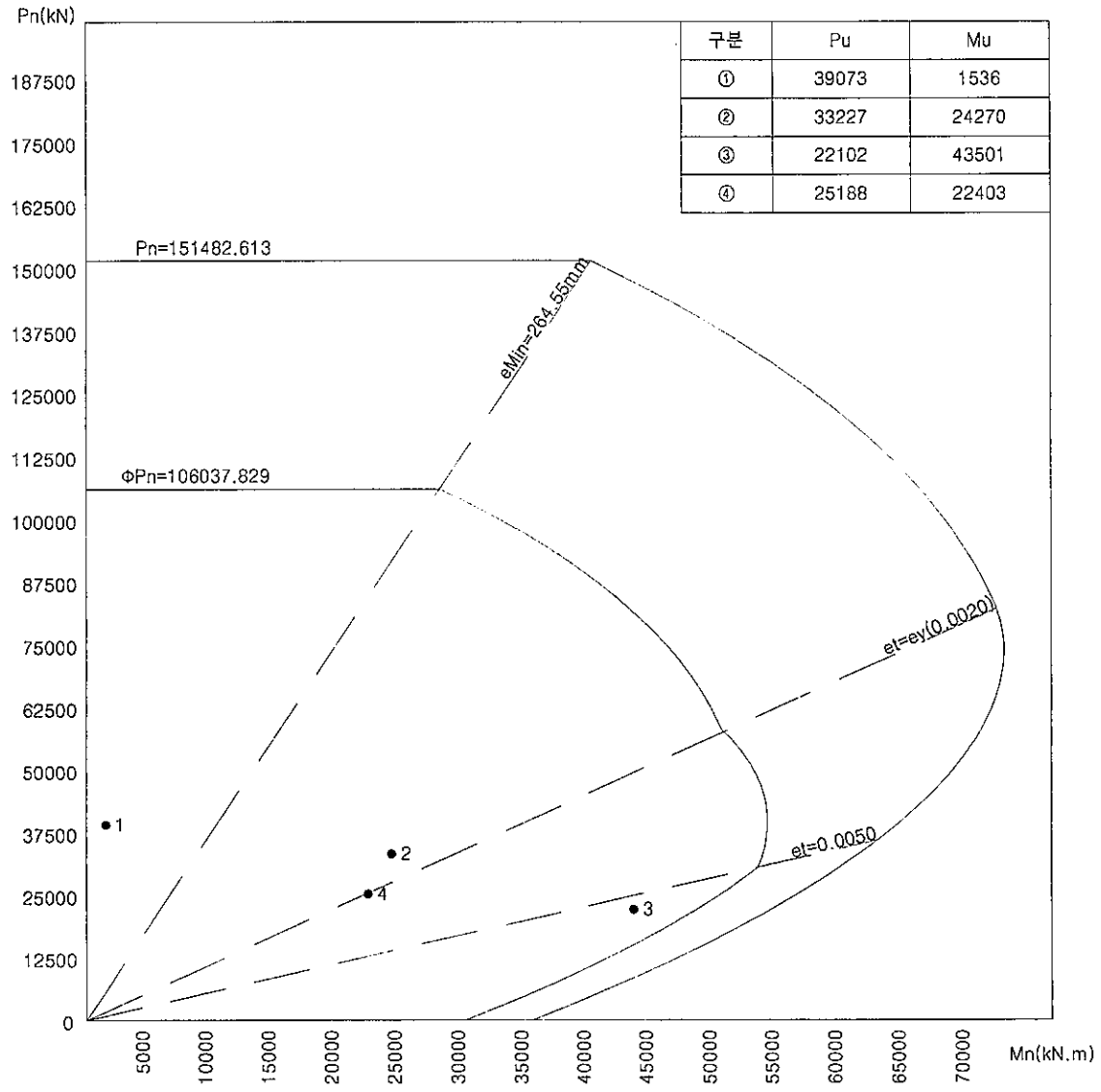
㉰ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 151482.613 kN ≥ Pn = 81334.751 kN

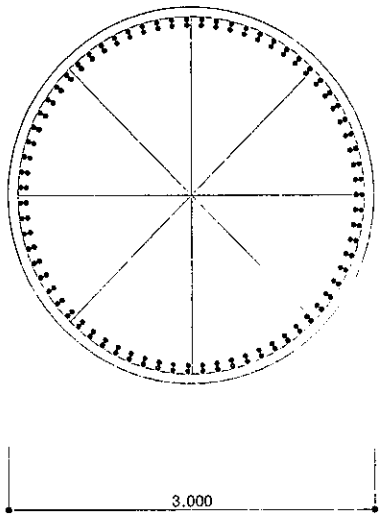
ΦPn = 0.70 x 81334.751 = 57148.745 kN ≥ Pu = 25188.208 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.889 = 50830.343 kN.m ≥ Mu = 22403.383 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	39073	1536
②	33227	24270
③	22102	43501
④	25188	22403



▣ 단면제원

R = 1500.000 mm
D = 2887.387 mm
Ag = 7068583.471 mm²
Aeff = 3534291.735 mm²

▣ 사용 철근

Ast = 71951.400 mm²
Puse = 0.01018
1단 : H25-71Ea
2단 : H25-71Ea

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	-29296.267	-39073.197	3.924	3.924	0.000	0.00000	축력최대
ULB14	-28169.487	-27627.326	2635.579	10756.283	744.296	0.00641	모멘트최대
ULB22	-22535.590	-22101.861	4892.033	44150.033	3604.000	0.02410	탄성설계
ULB22	-22535.590	-22101.861	1632.033	14718.033	3604.000	0.02410	소성설계
UEB14	-21408.811	-20866.649	2636.189	10756.893	744.296	0.00641	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	0.010	0.060	O.K	106037.829	39073.197	3.924	2.714	O.K
모멘트최대	0.005	0.010	0.060	O.K	93614.898	27627.326	10942.302	3.388	O.K
탄성설계	0.005	0.010	0.060	O.K	29226.238	22101.861	44641.085	1.322	O.K
편심최대	0.005	0.010	0.060	O.K	82437.475	20866.649	10898.574	3.951	O.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 23, ULB01)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2887.387	39073.197	3.924	0.100

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 39073.197 x -0.00000 / (0.000 x 13.875)

= 0.000

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 13.875 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 15.231 / 0.750

= 42.647 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.750 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 15.231 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.000)

= 1.000

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.000 x 3.924

= 3.924 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.000 x 3.924

= 3.924 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 mm² , Ast = 71951.40 mm² , Puse = 0.01018

- 1단 : H25 - 71EA (As=35975.700 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 71EA (As=35975.700 mm²), d2 = 125.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0102) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 2589000.596 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 mm²)이어야 하므로 3534291.735 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1740.000 mm, ab = k1 x cb = 1479.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 3452132.157 = 79226.433 kN, ∑Csi = 11193.068 kN, ∑Tsi = 8259.832 kN

Pb = 79226.433 + 11193.068 - 8259.832 = 82159.669 kN

Mb = Cc x 1391.004 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 72219.909 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 879.019 mm, e = Mu/Pu = 0.100 mm)

㉰ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 8515.537 mm, a = k1 x c = 7238.206 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 7069357.930 = 162241.764 kN

∑Csi = 27114.912 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 162241.764 + 27114.912 - 0.000 = 189356.677 kN

Mn = Cc x 3619.103 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 19.840 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=0.105)| = 0.0043 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉱ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 3000.00 - 100.00 = 2900.000 mm

c = 8515.537 mm, a = k1 x c = 7238.206 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2900.00-8515.54) / 8515.54 = -0.00198

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉲ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 151482.613 kN < Pn = 189356.677 kN

ΦPn = 0.70 x 151482.613 = 106037.829 kN ≥ Pu = 39073.197 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.000 = 10.650 kN.m ≥ Mu = 3.924 kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 23, ULB14)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2887.387	27627.326	10942.302	396.068

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 27627.326 x 0.00641 / (744.296 x 13.875)

= 0.017

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 13.875 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 15.231 / 0.750

= 42.647 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.750 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 15.231 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.017)

= 1.017

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s
= 0.000 + 1.017 x 2635.579
= 2681.159 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s
= 0.000 + 1.017 x 10756.283
= 10942.302 kN.m

㉤ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 mm² , Ast = 71951.40 mm² , Puse = 0.01018
- 1단 : H25 - 71EA (As=35975.700 mm²), d1 = 100.000 mm
- 2단 : H25 - 71EA (As=35975.700 mm²), d2 = 125.000 mm
ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0102) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K
ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1830594.090 mm²
Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 mm²)이어야 하므로 3534291.735 mm² 를 적용.

㉥ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1740.000 mm, ab = k1 x cb = 1479.000 mm
Cc = 0.85 x 27.0 x 3452132.157 = 79226.433 kN, ∑Csi = 11193.068 kN, ∑Tsi = 8259.832 kN
Pb = 79226.433 + 11193.068 - 8259.832 = 82159.669 kN
Mb = Cc x 1391.004 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 72219.909 kN.m
eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 879.019 mm, e = Mu/Pu = 396.068 mm)

㉦ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 2459.264 mm, a = k1 x c = 2090.375 mm 를 사용.
Cc = 0.85 x 27.0 x 5258792.277 = 120689.283 kN
∑Csi = 14320.111 kN, ∑Tsi = 1273.826 kN
Pn = 120689.283 + 14320.111 - 1273.826 = 133735.568 kN
Mn = Cc x 1377.647 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 52968.704 kN.m
- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=396.070)| = 0.0023 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉧ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 3000.00 - 100.00 = 2900.000 mm
c = 2459.264 mm, a = k1 x c = 2090.375 mm
εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020
εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2900.00-2459.26) / 2459.26 = 0.00054
εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉨ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 151482.613 kN ≥ Pn = 133735.568 kN
ΦPn = 0.70 x 133735.568 = 93614.898 kN ≥ Pu = 27627.326 kN ∴ O.K
ΦMn = ΦPn x 0.396 = 37077.873 kN.m ≥ Mu = 10942.302 kN.m ∴ O.K

③ 탄성설계 : (부재 23, ULB22)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=1.00

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2887.387	22101.861	44641.085	2019.789

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 22101.861 x 0.02410 / (3604.000 x 13.875)

= 0.011

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 13.875 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 15.231 / 0.750

= 42.647 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.750 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 15.231 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.011)

= 1.011

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.011 x 4892.033

= 4946.444 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.011 x 44150.033

= 44641.085 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 mm² , Ast = 71951.40 mm² , Puse = 0.01018

- 1단 : H25 - 71EA (As=35975.700 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 71EA (As=35975.700 mm²), d2 = 125.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0102) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1464475.285 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 mm²)이어야 하므로 3534291.735 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1740.000 mm, ab = k1 x cb = 1479.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 3452132.157 = 79226.433 kN, ∑Csi = 11193.068 kN, ∑Tsi = 8259.832 kN

Pb = 79226.433 + 11193.068 - 8259.832 = 82159.669 kN

Mb = Cc x 1391.004 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 72219.909 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 879.019 mm, e = Mu/Pu = 2019.789 mm)

㈐ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 986.735 mm, a = k1 x c = 838.725 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1616798.227 = 37105.519 kN

∑Csi = 7744.060 kN, ∑Tsi = 15623.341 kN

Pn = 37105.519 + 7744.060 - 15623.341 = 29226.238 kN

Mn = Cc x 1425.762 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 59030.647 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=2019.783) | = 0.0059 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈑ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 151482.613 kN ≥ Pn = 29226.238 kN

ΦPn = 1.00 x 29226.238 = 29226.238 kN ≥ Pu = 22101.861 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 2.020 = 59030.820 kN.m ≥ Mu = 44641.085 kN.m ∴ O.K

④ 편심최대 : (부재 23, UEB14)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2887.387	20866.649	10898.574	522.296

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 20866.649 x 0.00641 / (744.296 x 13.875)

= 0.013

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 13.875 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 15.231 / 0.750

= 42.647 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.750 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 15.231 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.013)

= 1.013

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.013 x 2636.189

= 2670.911 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.013 x 10756.893

= 10898.574 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 ㎟ , Ast = 71951.40 ㎟ , Puse = 0.01018

- 1단 : H25 - 71EA (As=35975.700 ㎟), d1 = 100.000 ㎜

- 2단 : H25 - 71EA (As=35975.700 ㎟), d2 = 125.000 ㎜

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0102) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1382629.804 ㎟

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 ㎟)이어야 하므로 3534291.735 ㎟ 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1740.000 ㎜, ab = k1 x cb = 1479.000 ㎜

Cc = 0.85 x 27.0 x 3452132.157 = 79226.433 kN, ∑Csi = 11193.068 kN, ∑Tsi = 8259.832 kN

Pb = 79226.433 + 11193.068 - 8259.832 = 82159.669 kN

Mb = Cc x 1391.004 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 72219.909 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 879.019 ㎜, e = Mu/Pu = 522.296 ㎜)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 2217.138 ㎜, a = k1 x c = 1884.567 ㎜ 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 4675422.066 = 107300.936 kN

∑Csi = 13261.487 kN, ∑Tsi = 2794.602 kN

Pn = 107300.936 + 13261.487 - 2794.602 = 117767.822 kN

Mn = Cc x 1376.928 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 61510.056 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=522.299) | = 0.0030 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉳ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 3000.00 - 100.00 = 2900.000 ㎜

c = 2217.138 ㎜, a = k1 x c = 1884.567 ㎜

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2900.00-2217.14) / 2217.14 = 0.00092

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

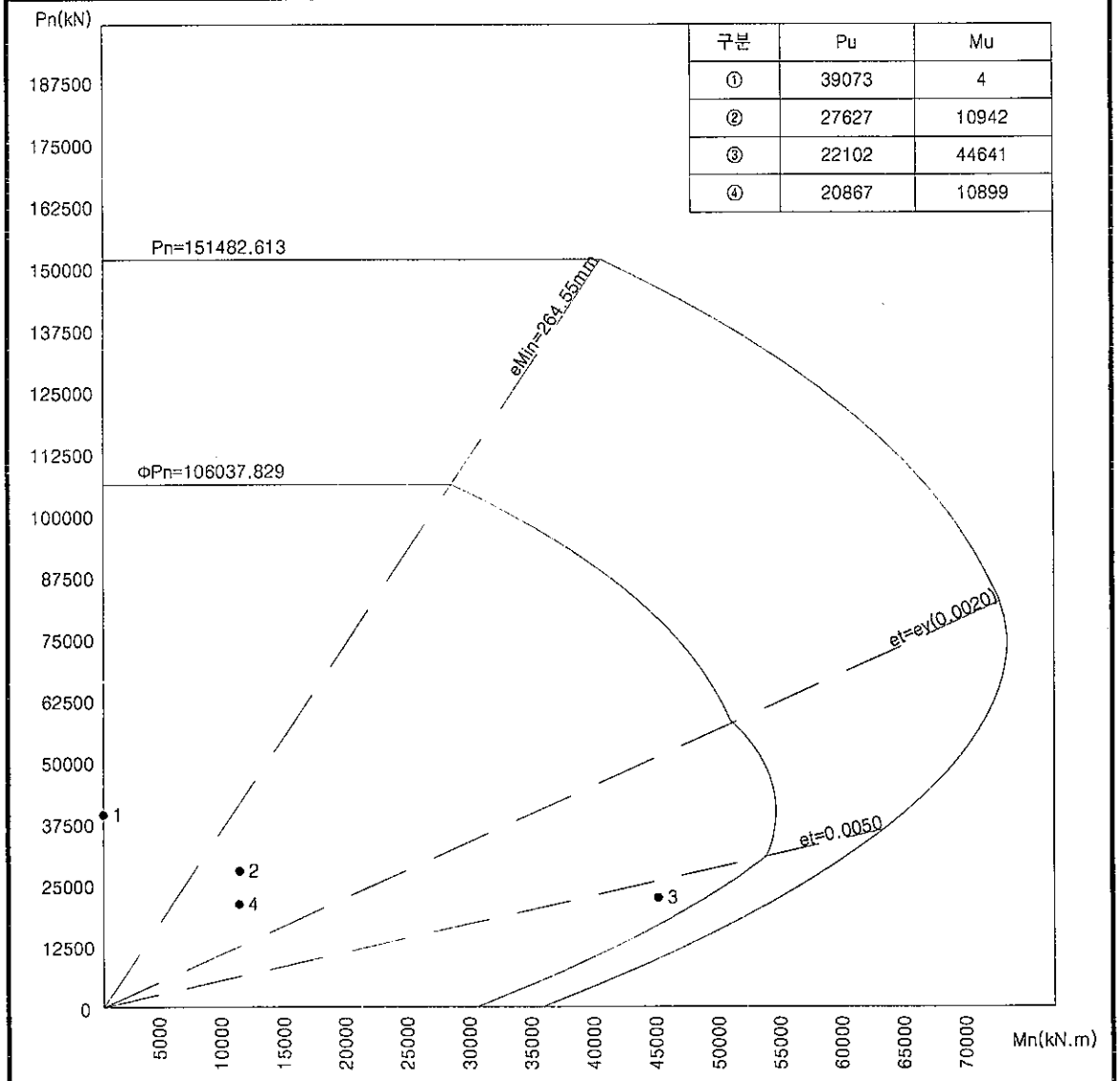
㉴ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 151482.613 kN ≥ Pn = 117767.822 kN

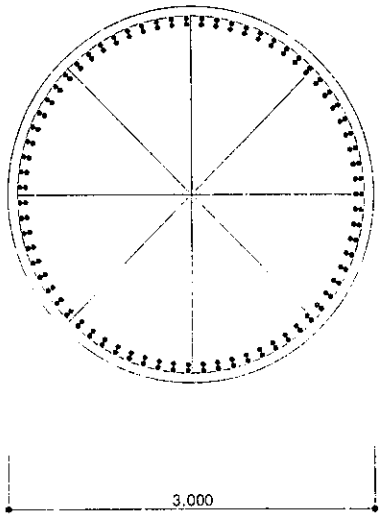
ΦPn = 0.70 x 117767.822 = 82437.475 kN ≥ Pu = 20866.649 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.522 = 43056.792 kN.m ≥ Mu = 10898.574 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	39073	4
②	27627	10942
③	22102	44641
④	20867	10899



▣ 단면제원

R = 1500.000 mm
D = 2887.387 mm
Ag = 7068583.471 mm²
Aeff = 3534291.735 mm²

▣ 사용 철근

Ast = 71951.400 mm²
Puse = 0.01018
1단 : H25-71Ea
2단 : H25-71Ea

9.3 합성부재력 검토

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pu(kN)	Mx(kN.m)	My(kN.m)	M2(kN.m)	비 고
UL01	-39073.197	3.924	1535.990	1535.995	축력최대
UL14	-27627.326	10942.302	17669.235	20783.066	모멘트최대
UL22	-22101.861	14456.886	43500.803	45840.173	탄성설계
UL22	-22101.861	14456.886	43500.803	45840.173	소성설계
UE14	-20866.649	10898.574	17044.963	20231.404	편심최대
UL07	-33226.841	1445.049	24270.221	24313.202	모멘트최대
UE20	-25188.208	9543.059	22403.383	24351.213	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 14240.033 kN.m를 사용하며,

교축직각방향 기둥검토시의 모멘트 확대계수를 적용한다.

Mx = 14240.033 x 1.015 = 14456.886 kN.m, 2) 교축직각방향 참조

- 지진시 모멘트(=14240.033) : [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	0.010	0.060	O.K	106037.829	39073.197	1535.995	2.714	O.K
모멘트최대	0.005	0.010	0.060	O.K	65125.052	27627.326	20783.066	2.357	O.K
탄성설계	0.005	0.010	0.060	O.K	28141.133	22101.861	45840.173	1.273	O.K
편심최대	0.005	0.010	0.060	O.K	53708.189	20866.649	20231.404	2.574	O.K
모멘트최대	0.005	0.010	0.060	O.K	66489.074	33226.841	24313.202	2.001	O.K
편심최대	0.005	0.010	0.060	O.K	53825.651	25188.208	24351.213	2.137	O.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 23, UL001)

【 기둥 : 하부 , 1/7 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=89.854도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2887.387	39073.197	1535.995	39.311

㉯ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 mm² , Ast = 71951.40 mm² , Puse = 0.01018

- 1단 : H25 - 71EA (As=35975.700 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 71EA (As=35975.700 mm²), d2 = 125.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0102) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 2589000.596 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 mm²)이어야 하므로 3534291.735 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1740.000 mm, ab = k1 x cb = 1479.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 3452132.157 = 79226.433 kN, ∑Csi = 11193.068 kN, ∑Tsi = 8259.832 kN

Pb = 79226.433 + 11193.068 - 8259.832 = 82159.669 kN

Mb = Cc x 1391.004 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 72219.909 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 879.019 mm, e = Mu/Pu = 39.311 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 3648.005 mm, a = k1 x c = 3100.805 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 7069357.930 = 162241.764 kN

∑Csi = 20112.094 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 162241.764 + 20112.094 - 0.000 = 182353.859 kN

Mn = Cc x 1550.402 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 7169.919 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=39.319) | = 0.0080 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 3000.00 - 100.00 = 2900.000 mm

c = 3648.005 mm, a = k1 x c = 3100.805 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2900.00-3648.01) / 3648.01 = -0.00062

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 151482.613 kN < Pn = 182353.859 kN

ΦPn = 0.70 x 151482.613 = 106037.829 kN ≥ Pu = 39073.197 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.039 = 4168.422 kN.m ≥ Mu = 1535.995 kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 23, UL014)

【 기둥 : 하부 , 2/7 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=58.231도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2887.387	27627.326	20783.066	752.265

㉯ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 mm² , Ast = 71951.40 mm² , Puse = 0.01018

- 1단 : H25 - 71EA (As=35975.700 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 71EA (As=35975.700 mm²), d2 = 125.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0102) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1830594.090 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 mm²)이어야 하므로 3534291.735 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1740.000 mm, ab = k1 x cb = 1479.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 3452132.157 = 79226.433 kN, ∑Csi = 11193.068 kN, ∑Tsi = 8259.832 kN

Pb = 79226.433 + 11193.068 - 8259.832 = 82159.669 kN

Mb = Cc x 1391.004 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 72219.909 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 879.019 mm, e = Mu/Pu = 752.265 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1873.568 mm, a = k1 x c = 1592.533 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 3811863.964 = 87482.278 kN

∑Csi = 11797.080 kN, ∑Tsi = 6243.569 kN

Pn = 87482.278 + 11797.080 - 6243.569 = 93035.789 kN

Mn = Cc x 1383.224 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 69987.599 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=752.265)| = 0.0005 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 3000.00 - 100.00 = 2900.000 mm

c = 1873.568 mm, a = k1 x c = 1592.533 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2900.00-1873.57) / 1873.57 = 0.00164

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 151482.613 kN ≥ Pn = 93035.789 kN

ΦPn = 0.70 x 93035.789 = 65125.052 kN ≥ Pu = 27627.326 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.752 = 48991.287 kN.m ≥ Mu = 20783.066 kN.m ∴ O.K

③ 탄성설계 : (부재 23, UL022)

【 기둥 : 하부 , 3/7 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=1.00, θ=71.616도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2887.387	22101.861	45840.173	2074.041

㉯ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 mm^2 , Ast = 71951.40 mm^2 , Puse = 0.01018

- 1단 : H25 - 71EA (As=35975.700 mm^2), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 71EA (As=35975.700 mm^2), d2 = 125.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0102) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1464475.285 mm^2

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 mm^2)이어야 하므로 3534291.735 mm^2 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1740.000 mm, ab = k1 x cb = 1479.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 3452132.157 = 79226.433 kN, ∑Csi = 11193.068 kN, ∑Tsi = 8259.832 kN

Pb = 79226.433 + 11193.068 - 8259.832 = 82159.669 kN

Mb = Cc x 1391.004 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 72219.909 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 879.019 mm, e = Mu/Pu = 2074.041 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 970.578 mm, a = k1 x c = 824.991 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1579909.840 = 36258.931 kN

∑Csi = 7651.149 kN, ∑Tsi = 15768.947 kN

Pn = 36258.931 + 7651.149 - 15768.947 = 28141.133 kN

Mn = Cc x 1426.792 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 58366.013 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=2074.046)| = 0.0050 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 151482.613 kN ≥ Pn = 28141.133 kN

ΦPn = 1.00 x 28141.133 = 28141.133 kN ≥ Pu = 22101.861 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 2.074 = 58365.873 kN.m ≥ Mu = 45840.173 kN.m ∴ O.K

④ 편심최대 : (부재 23, UE014)

【 기둥 : 하부 , 5/7 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=57.405도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2887.387	20866.649	20231.404	969.557

㉯ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 mm² , Ast = 71951.40 mm² , Puse = 0.01018

- 1단 : H25 - 71EA (As=35975.700 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 71EA (As=35975.700 mm²), d2 = 125.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0102) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1382629.804 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 mm²)이어야 하므로 3534291.735 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1740.000 mm, ab = k1 x cb = 1479.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 3452132.157 = 79226.433 kN, ∑Csi = 11193.068 kN, ∑Tsi = 8259.832 kN

Pb = 79226.433 + 11193.068 - 8259.832 = 82159.669 kN

Mb = Cc x 1391.004 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 72219.909 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 879.019 mm, e = Mu/Pu = 969.557 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1638.518 mm, a = k1 x c = 1392.741 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 3212910.133 = 73736.288 kN

∑Csi = 10780.154 kN, ∑Tsi = 9450.881 kN

Pn = 73736.288 + 10780.154 - 9450.881 = 75065.561 kN

Mn = Cc x 1391.365 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 72780.840 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=969.564) | = 0.0067 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 3000.00 - 100.00 = 2900.000 mm

c = 1638.518 mm, a = k1 x c = 1392.741 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2900.00-1638.52) / 1638.52 = 0.00231

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.72 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0023-0.0020) x (0.850-0.700) / (0.00500-0.00200) = 0.715

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 151482.613 kN ≥ Pn = 75065.561 kN

ΦPn = 0.72 x 75065.561 = 53708.189 kN ≥ Pu = 20866.649 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.970 = 52073.147 kN.m ≥ Mu = 20231.404 kN.m ∴ O.K

⑤ 모멘트최대 : (부재 23, UL007)

【 기둥 : 하부 , 6/7 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=86.593도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2887.387	33226.841	24313.202	731.734

㉯ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 mm² , Ast = 71951.40 mm² , Puse = 0.01018

- 1단 : H25 - 71EA (As=35975.700 mm²), d1 = 100.000 mm
- 2단 : H25 - 71EA (As=35975.700 mm²), d2 = 125.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0102) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 2201619.467 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 mm²)이어야 하므로 3534291.735 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1740.000 mm, ab = k1 x cb = 1479.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 3452132.157 = 79226.433 kN, ∑Csi = 11193.068 kN, ∑Tsi = 8259.832 kN

Pb = 79226.433 + 11193.068 - 8259.832 = 82159.669 kN

Mb = Cc x 1391.004 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 72219.909 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 879.019 mm, e = Mu/Pu = 731.734 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1899.342 mm, a = k1 x c = 1614.441 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 3877433.538 = 88987.100 kN

∑Csi = 11916.855 kN, ∑Tsi = 5919.564 kN

Pn = 88987.100 + 11916.855 - 5919.564 = 94984.391 kN

Mn = Cc x 1382.503 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 69502.434 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=731.725) | = 0.0090 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 3000.00 - 100.00 = 2900.000 mm

c = 1899.342 mm, a = k1 x c = 1614.441 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2900.00-1899.34) / 1899.34 = 0.00158

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 151482.613 kN ≥ Pn = 94984.391 kN

ΦPn = 0.70 x 94984.391 = 66489.074 kN ≥ Pu = 33226.841 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.732 = 48652.301 kN.m ≥ Mu = 24313.202 kN.m ∴ O.K

⑥ 편심최대 : (부재 23, UE020)

【 기둥 : 하부 , 7/7 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=66.928도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2887.387	25188.208	24351.213	966.770

㉯ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 mm² , Ast = 71951.40 mm² , Puse = 0.01018

- 1단 : H25 - 71EA (As=35975.700 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 71EA (As=35975.700 mm²), d2 = 125.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0102) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1668977.472 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 mm²)이어야 하므로 3534291.735 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1740.000 mm, ab = k1 x cb = 1479.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 3452132.157 = 79226.433 kN, ∑Csi = 11193.068 kN, ∑Tsi = 8259.832 kN

Pb = 79226.433 + 11193.068 - 8259.832 = 82159.669 kN

Mb = Cc x 1391.004 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 72219.909 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 879.019 mm, e = Mu/Pu = 966.770 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복사산법을 이용하여 c = 1641.368 mm, a = k1 x c = 1395.163 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 3220159.783 = 73902.667 kN

∑Csi = 10793.672 kN, ∑Tsi = 9418.106 kN

Pn = 73902.667 + 10793.672 - 9418.106 = 75278.233 kN

Mn = Cc x 1391.250 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 72776.510 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=966.767) | = 0.0034 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 3000.00 - 100.00 = 2900.000 mm

c = 1641.368 mm, a = k1 x c = 1395.163 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2900.00-1641.37) / 1641.37 = 0.00230

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.72 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0023-0.0020) x (0.850-0.700) / (0.00500-0.00200) = 0.715

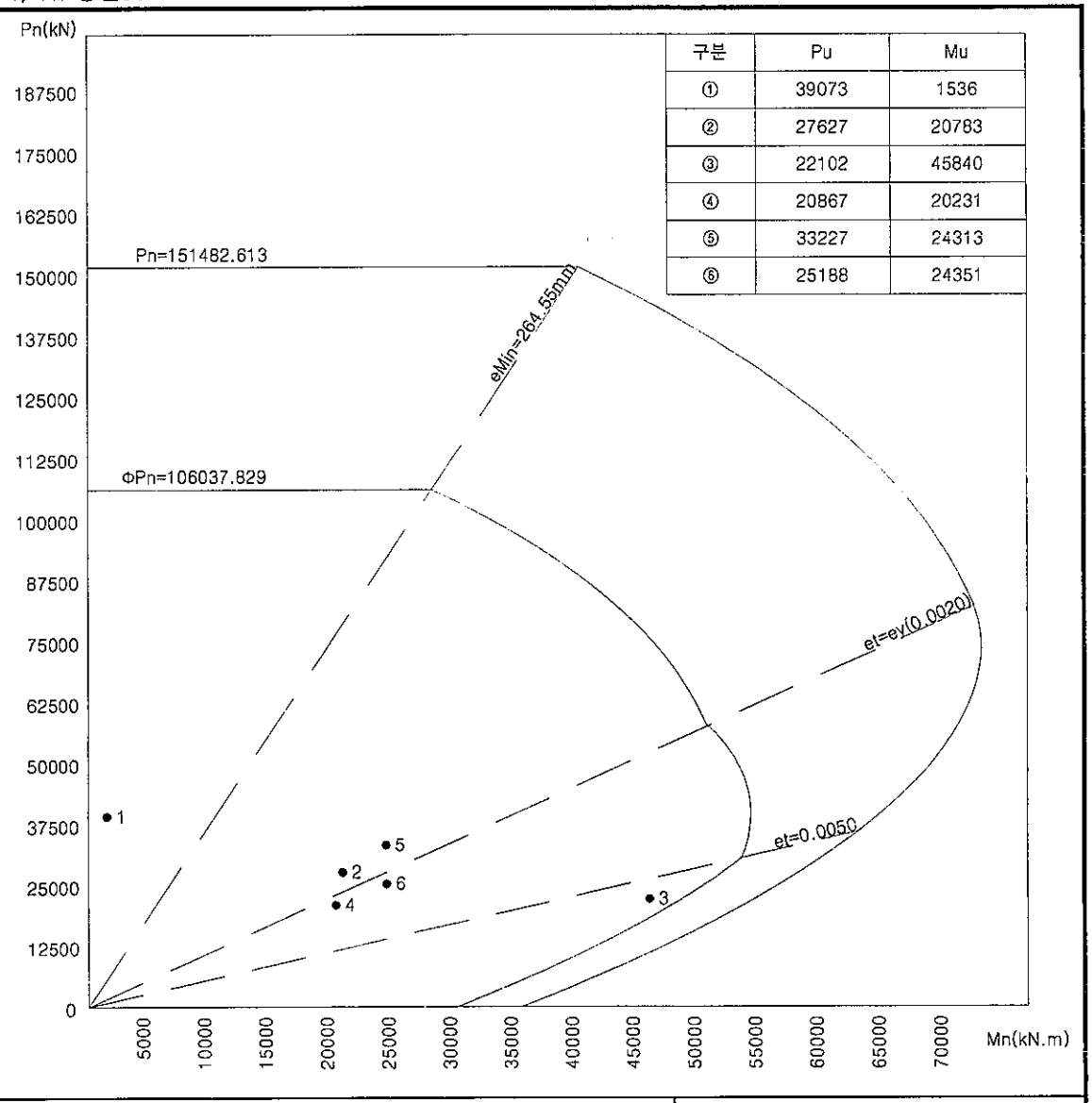
㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 151482.613 kN ≥ Pn = 75278.233 kN

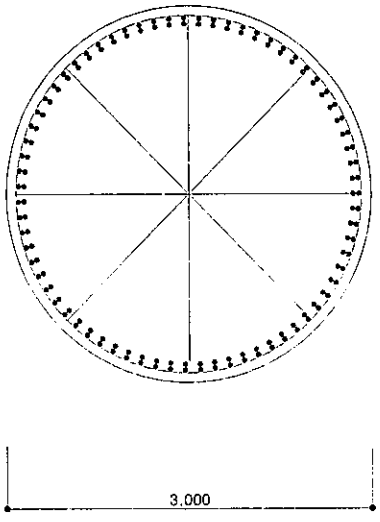
ΦPn = 0.72 x 75278.233 = 53825.651 kN ≥ Pu = 25188.208 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.967 = 52037.043 kN.m ≥ Mu = 24351.213 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	39073	1536
②	27627	20783
③	22102	45840
④	20867	20231
⑤	33227	24313
⑥	25188	24351



▣ 단면제원

R = 1500.000 mm
D = 2887.387 mm
Ag = 7068583.471 mm²
Aeff = 3534291.735 mm²

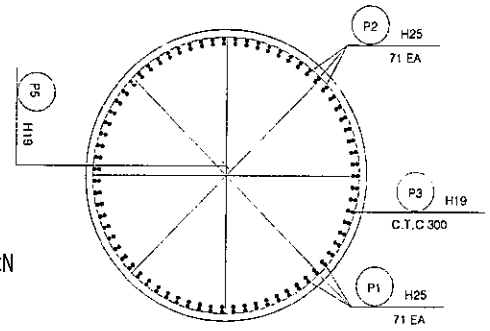
▣ 사용 철근

Ast = 71951.400 mm²
Puse = 0.01018
1단 : H25-71Ea
2단 : H25-71Ea

9.4 상시 전단설계

(1) 기둥에 발생하는 최대전단력 : ULO04 MAX, 『기둥부재력 집계』 참조

교축방향	V = 0.000 kN
교축직각방향	V = 976.063 kN
합성전단력	V = 976.063 kN
축방향력	P = 28732.420 kN



(2) 공칭전단력 Vn = Vc + Vs (Φ = 0.80)

Vn = Vmax / Φ = 976.063 / 0.80 = 1220.079 kN

(3) 압축부재에 의한 콘크리트 전단 Vc 및 필요철근 전단 Vs

① 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 d

h = 3000.000 mm d' = 112.613 mm

Zs = ∑(인장철근들의 면적 x 거리) / ∑(면적)

= 878.746 mm

d = h/2 + Zs

= 3000.000/2 + 878.746

= 2378.746 mm

② 압축부재의 콘크리트 전단력 Vc

Vc = 1/6 x (1 + Nu / 14Ag) x √(fck) x b x d

= 1/6 x { 1 + 28732.420 x 1000 / (14 x 7068583.471) } x √27.0
x 3000.000 x 2378.746

= 7974.531 kN

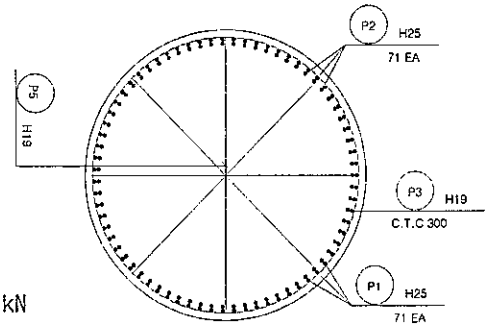
③ 필요철근 전단력 Vs

Vc/2 = 3987.265 kN ≥ Vn ≤ Vc = 7974.531 ∴ 전단 철근 필요 없음

9.5 지진시 전단설계

(1) 기둥에 발생하는 최대전단력 : ULB22 MAX, 『기둥부재력 집계』 참조

교축방향	V =	3604.000 kN
교축직각방향	V =	979.000 kN
합성전단력	V =	3734.603 kN
축방향력	P =	22101.861 kN



(2) 공칭전단력 Vn = Vc + Vs (Φ = 1.00)

Vn = Vmax / Φ = 3734.603 / 1.00 = 3734.603 kN

(3) 압축부재에 의한 콘크리트 전단 Vc 및 필요철근 전단 Vs

① 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 d

h = 3000.000 mm d' = 112.613 mm

Zs = ∑(인장철근들의 면적 x 거리) / ∑(면적)

= 878.746 mm

d = h/2 + Zs

= 3000.000/2 + 878.746

= 2378.746 mm

② 압축부재의 콘크리트 전단력 Vc

Vc = 1/6 x (1 + Pu / 14Ag) x √fck x b x d

= 1/6 x { 1 + 22101.861 x 1000 / (14 x 7068583.471) } x √27.0

x 3000.000 x 2378.746

= 7560.446 kN

③ 필요철근 전단력 Vs

Vc/2 = 3780.223 kN > Vn = 3734.603 kN ∴ 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,
450㎜ 중 가장 큰 값 이상이어야 한다.
- 기둥의 최대단면치수 D = 3000.0 ㎜
- 기둥 순높이의 1/6 = 11000.0 / 6 = 1833.3 ㎜
∴ 3000.0 ㎜ = 3.000 m

② 단부구역 및 소성힌지구역의 횡방향철근의 간격 [도로교설계기준 6.8.3.3]
횡방향철근의 간격은 부재최소단면치수의 1/4, 축방향 철근지름의 6배 이하이어야 한다.
- 기둥의 최대단면치수 D / 4 = 3000.0 / 4 = 750.0 ㎜
- 축방향 철근지름 6 x d = 6 x 25.0 = 150.0 ㎜
∴ 150.0 ㎜ = 0.150 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 ㎜ 작아서는 안된다.
- 기둥 치수의 0.5배 이상 연장 : 0.5 x D = 1500.0 ㎜
∴ 1500.0 ㎜ = 1.500 m

④ 단부구역 이외의 위치에서 겹침이음 적용시 횡방향 철근의 간격 [도로교설계기준 6.8.3.3]
- 기둥의 최소단면치수 D / 4 = 3000.0 / 4 = 750.0 ㎜
- 100.0 ㎜
∴ 750.0 ㎜ = 0.750 m

10. 기 초 설 계

10.1 교축직각방향

1) 기초 안정검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vx(kN)	My(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
SV005	26911.525	462.780	7588.375	32343.550	152014.685	8652.768	축력최대
SV007	25559.108	462.780	17418.551	30991.133	145658.325	18482.944	모멘트최대
SV021	25559.108	462.780	17418.551	30991.133	145658.325	18482.944	편심최대
SV022	22101.861	2777.872	42848.291	27533.886	129409.264	49237.397	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P + W, W = 10.050 x 9.400 x 2.300 x 25.000 = 5432.025 kN

Mr = ∑V x B/2, B = 9.400 m

My = M + P x e, e = -0.000 m

Mo = |My + Vx x h|, h = 2.300 mm

※ 말뚝검토시의 모멘트는 Mc = ∑V x e 를 적용한다, e = B/2 - (Mr-Mo)/∑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.

$\beta\lambda \le 1.0$

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)

= 217000.000 x 56 / (9.400 x 10.050) = 128633.429 kN/m³

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

Kv : 개 말뚝의 축방향 스프링정수 (= 217000.000 kN/m) , 『말뚝계산』 참조

L : 확대기초의 길이 (= 9.400 m)

B : 확대기초의 폭 (= 10.050 m)

n*m : 말뚝의 개수 (= 56 본)

E : 확대기초의 탄성계수 (= 27804000.000 kN/m²)

h : 확대기초의 평균두께 (= 2.300 m)

λ : 확대기초의 환산 들출길이 (m)

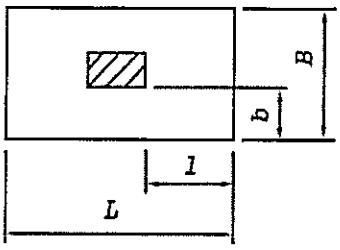
$\beta = \sqrt[4]{\{(3 \times 128633.429) / (27804000.000 \times 2.300^3)\}} = 0.184$ (m-1)

* 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우

λ = max(l,b) = max(3.525,3.200) = 3.525

다만, l ≥ L/2이면 l = L/2 = 4.700

b ≥ B/2이면 b = B/2 = 4.700



β λ = 0.184 x 3.525 = 0.648 ≤ 1.0, ∴ O.K

2) 기초 단면검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vx(kN)	My(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
UL001	39073.197	32.666	-1240.280	46134.830	216833.699	1165.147	축력최대
UL007	33226.841	601.613	22644.116	40288.474	189355.825	24027.827	모멘트최대
UE021	25188.208	578.474	21283.214	30348.632	142638.569	22613.705	편심최대
UL022	22101.861	2777.872	42848.291	27533.886	129409.264	49237.397	지진시
SV005	26911.525	462.780	7588.375	32343.550	152014.685	8652.768	축력최대
SV007	25559.108	462.780	17418.551	30991.133	145658.325	18482.944	모멘트최대
SV021	25559.108	462.780	17418.551	30991.133	145658.325	18482.944	편심최대
SV022	22101.861	2777.872	42848.291	27533.886	129409.264	49237.397	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P + W, W = 10.050 x 9.400 x 2.300 x 25.000 x 하중계수

Mr = ∑V x B/2, B = 9.400 m

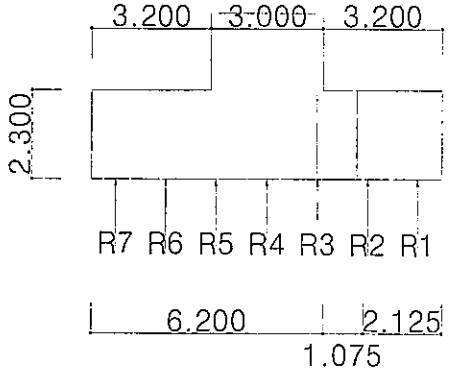
My = M + P x e, e = -0.000 m

Mo = |My + Vx x h|, h = 2.300 mm

※ 말뚝검토시의 모멘트는 Mc = ∑V x e 를 적용한다, e = B/2 - (Mr-Mo)/∑V

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 기초의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 8본

R2 = Ru2 x 8본

R3 = Ru3 x 8본

R4 = Ru4 x 8본

R5 = Ru5 x 8본

R6 = Ru6 x 8본

R7 = Ru7 x 8본

구 분	R1	R2	R3	R4	R5	R6	R7
SV005	5340.644	5100.599	4860.553	4620.507	4380.461	4140.416	3900.37
SV007	5910.066	5415.812	4921.559	4427.305	3933.051	3438.797	2944.543
SV021	5910.066	5415.812	4921.559	4427.305	3933.051	3438.797	2944.543
SV022	7976.306	6628.675	5281.044	3933.412	2585.781	1238.15	-109.482
UL001	6684.531	6653.25	6621.97	6590.69	6559.41	6528.129	6496.849
UL007	7683.086	7040.556	6398.026	5755.496	5112.966	4470.436	3827.906
UE021	6150.959	5545.812	4940.665	4335.519	3730.372	3125.226	2520.079
UL022	7976.306	6628.675	5281.044	3933.412	2585.781	1238.15	-109.482

㉮ 기초자중에 의한 단면력

Vb = 2.125 x 2.300 x 10.050 x 25.000 = 1227.984 kN

Ma = 3.371 x 2.300 x 10.050 x 25.000 x 3.371/2 = 3283.382 kN.m

㉯ 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = R1+ R2

Ma = R1 x -2.721+ R2 x -1.371+ R3 x -0.021

㉰ 사용하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		사용하중 단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)	
SV005	10441.243	21626.885	9213.259	18343.503	
SV007	11325.879	23609.722	10097.894	20326.340	
SV021	11325.879	23609.722	10097.894	20326.340	
SV022	14604.981	30902.345	13376.997	27618.963	

※ 사용하중단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력

㉱ 계수하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		계수단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)	
UL001	13337.781	27449.275	11741.401	23180.879	
UL007	14723.643	30692.639	13127.263	26424.242	
UE021	11696.771	24443.821	10530.185	21324.608	
UL022	14604.981	30902.345	13376.997	27618.963	

※ 계수단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력 x 사하중계수

1) 단면 검토 : 교직-지점부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
10050.0	2300.0	2150.0	150.0	27619.0	13377.0

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 64330.200 x 400.00 = 25732080.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 10050.000 = 230647.500 x a

T = C 이므로, a = 111.565 mm, c = 111.565 / β1 = 111.565 / 0.85 = 131.252 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2150.00 - 131.252) / 131.252 = 0.04614

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \cdot x\ fy\ x\ (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy\ /\ (0.85 \times fck\ \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 38376.419 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 64330.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm) , [사용률 = 1.676]

1단 : H32 - 81.0 EA (= 64330.2 mm²)

* 철근비 검토

As,temp = 0.0015 x 10050.0 x 1200.0 = 18090.000 mm²

As,req = 38376.419 mm²

ρmin = Max(38376.419, 18090.000) / bd = 0.00178

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00298

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 111.565 mm

ΦMn = 0.85 x 64330.200 x 400 x (2150.00 - a/2) = 45805.292 kN.m

≥ Mu (= 27618.963 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.658]

* 전단에 대한 검토 (d = 2150.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 10050.00 x 2150.00 = 14970.115 kN

≥ Vu (= 13376.997 kN) , 전단보강 불필요.

- 수평철근 검토

* 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

단, 단위M당 1800 mm² 이하

사용철근량 : H32 - 75 EA

H32 - 39 EA = 90538.800 mm²

필요철근량 : 0.0015 x 2300.0 x 9400.0 = 32430.0 ㎟ < 90538.8 ㎟

(90538.800 / 9.400) = 9631.787 ㎟ > (1800 ㎟)

필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

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

사용철근량 : H32 - 39 EA = 30973.800 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 30973.800 ㎟ ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 20326.340 x 1000000 / [64330.200 x (2150.000 - 396.416/3)]

= 156.586 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x64330.200/10050.0 + 7x64330.200/10050.0 x √[(1 + 2x10050.0x2150.0/(7x64330.200)]

= 396.416 ㎜

사용철근량 = 64330.2 ㎟ (철근도심 : 150.0 ㎜)

1단 : H32 - 81.0 EA (= 64330.2 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 150.00 - 32/2 = 134.00 ㎜

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 156.59) - 2.5 x 134.00 = 167.92 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 156.59) = 402.33 ㎜

Sa는 작은 값인 167.92 ㎜ 를 적용

S = 10050.00 / 81.0 EA = 124.07 ≤ Sa (= 167.92 ㎜) ∴ O.K

10.2 교축방향

1) 기초 안정검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vy(kN)	Mx(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
SVB16	26911.525	512.445	-7511.021	32343.550	162526.339	6332.397	축력최대
SVB14	22101.861	595.436	-8605.027	27533.886	138357.777	7235.523	모멘트최대
SVB14	22101.861	595.436	-8605.027	27533.886	138357.777	7235.523	편심최대
SVB22	22101.861	3604.000	44150.033	27533.886	138357.777	52439.233	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P + W, W = 10.050 x 9.400 x 2.300 x 25.000 = 5432.025 kN

Mr = ∑V x B/2, B = 10.050 m

Mx = M + P x e, e = 0.000 m

Mo = |Mx + Vy x h|, h = 2.300 m

※ 말뚝검토시의 모멘트는 Mc = ∑V x e 를 적용한다, e = B/2 - (Mr-Mo)/∑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)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
ULB01	39073.197	0.000	3.924	46134.830	231827.518	3.924	축력최대
ULB14	27627.326	744.296	-10756.283	34417.357	172947.220	9044.403	모멘트최대
UEB14	20866.649	744.296	-10756.893	26027.073	130786.041	9045.013	편심최대
ULB22	22101.861	3604.000	44150.033	27533.886	138357.777	52439.233	지진시
SVB16	26911.525	512.445	-7511.021	32343.550	162526.339	6332.397	축력최대
SVB14	22101.861	595.436	-8605.027	27533.886	138357.777	7235.523	모멘트최대
SVB14	22101.861	595.436	-8605.027	27533.886	138357.777	7235.523	편심최대
SVB22	22101.861	3604.000	44150.033	27533.886	138357.777	52439.233	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P + W, W = 10.050 x 9.400 x 2.300 x 25.000 x 하중계수

Mr = ∑V x B/2, B = 10.050 m

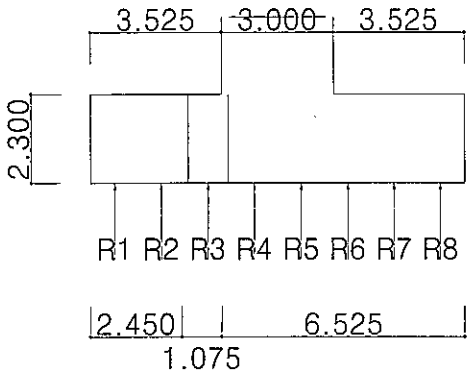
Mx = M + P x e, e = 0.000 m

Mo = |Mx + Vy x h|, h = 2.300 m

※ 말뚝검토시의 모멘트는 Mc = ∑V x e 를 적용한다, e = B/2 - (Mr-Mo)/∑V

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 기초의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 7본
R2 = Ru2 x 7본
R3 = Ru3 x 7본
R4 = Ru4 x 7본
R5 = Ru5 x 7본
R6 = Ru6 x 7본
R7 = Ru7 x 7본
R8 = Ru8 x 7본

구 분	R1	R2	R3	R4	R5	R6	R7	R8
SVB16	4502.201	4370.985	4239.768	4108.552	3977.336	3846.119	3714.903	3583.686
SVB14	3967.373	3817.191	3667.009	3516.827	3366.645	3216.463	3066.28	2916.098
SVB14	3967.373	3817.191	3667.009	3516.827	3366.645	3216.463	3066.28	2916.098
SVB22	7116.749	6066.745	5016.742	3966.738	2916.734	1866.73	816.726	-233.278
ULB01	5767.11	5767.037	5766.964	5766.89	5766.817	5766.744	5766.671	5766.597
ULB14	4959.216	4771.489	4583.761	4396.033	4208.306	4020.578	3832.851	3645.123
UEB14	3910.471	3722.732	3534.993	3347.254	3159.515	2971.776	2784.037	2596.297
ULB22	7116.749	6066.745	5016.742	3966.738	2916.734	1866.73	816.726	-233.278

㉮ 기초자중에 의한 단면력

Vb = 2.450 x 2.300 x 9.400 x 25.000 = 1324.225 kN

Ma = 3.696 x 2.300 x 9.400 x 25.000 x 3.696/2 = 3691.727 kN.m

㉯ 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = R1+ R2

Ma = R1 x 3.046+ R2 x 1.796+ R3 x 0.546

㉰ 사용하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		사용하중 단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)	
SVB16	8873.186	23878.907	7548.961	20187.180	
SVB14	7784.564	20942.481	6460.339	17250.753	
SVB14	7784.564	20942.481	6460.339	17250.753	
SVB22	13183.495	35312.634	11859.270	31620.907	

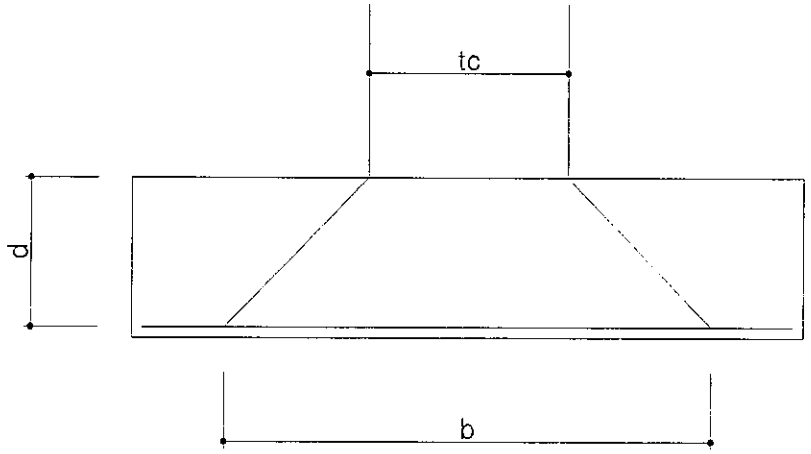
※ 사용하중단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력

㉱ 계수하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		계수단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)	
ULB01	11534.147	31072.977	9812.654	26273.732	
ULB14	9730.705	26178.101	8075.424	21563.441	
UEB14	7633.202	20527.426	6375.189	17020.285	
ULB22	13183.495	35312.634	11859.270	31620.907	

※ 계수단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력 x 사하중계수

③ 2방향 직사각형 확대기초의 휨철근배치 : [도로교 설계기준] 5.4.5.5



b = tc + 2·d ≤ B
= 7300.000 mm

b : 유효폭
B : 확대기초 전폭
tc : 교각구체폭
d : 확대기초 유효높이

㉮ 긴 변 방향의 휨철근은 전폭에 걸쳐 등간격으로 배치하여야한다.

㉯ 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.

$$A_{s,m} = \frac{2}{1+\beta} A_{s,s}$$

As,s : 기초 짧은 변 방향에 대하여 필요한 총 철근량 (= 38376.419 mm² , 기초단면 검토 참조)
β : 확대기초의 짧은 변에 대한 긴 변의 비 (= 10.050/9.400 = 1.069)
As,m = 2 / (1 + 1.069) x 383.764 = 37093.916 mm²
→ 유효폭내에 배치된 철근량은 49958.560 mm² 이므로 위 조건에 만족한다.
: 사용철근 = D32 - 81EA ∴ O.K

1) 단면 검토 : 교축방향

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
9400.0	2300.0	2150.0	150.0	31620.9	11859.3

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 59565.000 x 400.00 = 23826000.000
C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 9400.000 = 215730.000 x a
T = C 이므로, a = 110.444 mm, c = 110.444 / β1 = 110.444 / 0.85 = 129.934 mm
εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020
εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2150.00 - 129.934) / 129.934 = 0.04664
εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 44095.489 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 59565.0 ㎟ (철근도심 : 150.0 ㎜) , [사용률 = 1.351]

1단 : H32 - 75.0 EA (= 59565.0 ㎟)

* 철근비 검토

As,temp = 0.0015 x 9400.0 x 1200.0 = 16920.000 ㎟

As,req = 44095.489 ㎟

ρmin = Max(44095.489, 16920.000) / bd = 0.00218

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00295

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 110.444 ㎜

ΦMn = 0.85 x 59565.000 x 400 x (2150.00 - a/2) = 42423.657 kN.m

≥ Mu (= 31620.907 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.342]

* 전단에 대한 검토 (d = 2150.00 ㎜)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 9400.00 x 2150.00 = 14001.899 kN

≥ Vu (= 11859.270 kN) , 전단보강 불필요.

- 수평철근 검토

* 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

단, 단위M당 1800 ㎟ 이하

사용철근량 : H32 - 81 EA

H32 - 41 EA = 96892.400 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 2300.0 x 10050.0 = 34672.5 ㎟ < 96892.4 ㎟

(96892.400 / 10.050) = 9641.035 ㎟ > (1800 ㎟)

필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

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

사용철근량 : H32 - 41 EA = 32562.200 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 32562.200 ㎟ ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 20187.180 x 1000000 / [59565.000 x (2150.000 - 394.622/3)]

= 167.905 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x59565.000/9400.0 + 7x59565.000/9400.0 x √[(1 + 2x9400.0x2150.0/(7x59565.000)]

= 394.622 mm

사용철근량 = 59565.0 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H32 - 75.0 EA (= 59565.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 150.00 - 32/2 = 134.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 167.91) - 2.5 x 134.00 = 134.01 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 167.91) = 375.21 mm

Sa는 작은 값인 134.01 mm 를 적용

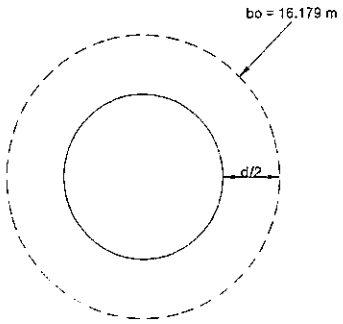
S = 9400.00 / 75.0 EA = 125.33 ≤ Sa (= 134.01 mm) ∴ O.K

11. 기초 2방향전단(펀칭) 검토

1) 최대 연직하중(Vu) : -39073.197 kN

2) PUNCHING SHEAR 검토위치 : 기둥전면 d/2

3) 위험단면 길이(bo) = 16.179 m



4) 콘크리트가 부담하는 전단강도

※ βc = 1.000, αs = 40

① Vc1 = 1/6 x (1 + 2/βc) x $\sqrt{}$(Fck) x bo x d
= 1/6 x (1 + 2/1.00) x $\sqrt{}$(27) x 16.179 x 2.150
= 90374.822 kN

② Vc2 = 1/6 x (1 + ($\alpha s \cdot d$)/(2 · bo)) x $\sqrt{}$(Fck) x bo x d
= 1/6 x (1 + (40 · 2.150)/(2 · 16.179)) x $\sqrt{}$(27) x 16.179 x 2.150
= 110188.989 kN

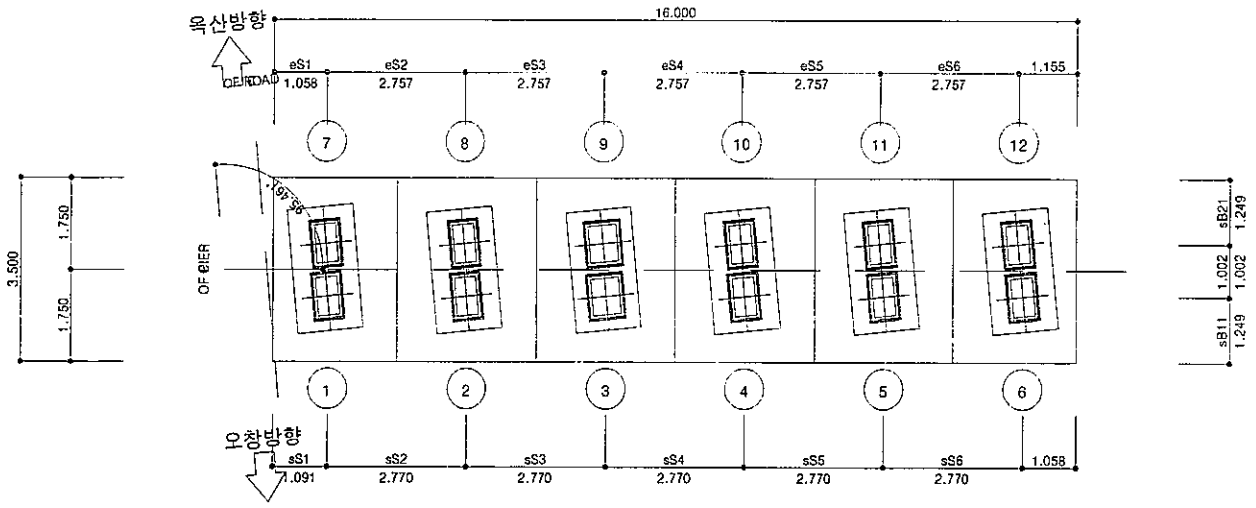
③ Vc3 = 1/3 x $\sqrt{}$(Fck) x bo x d
= 1/3 x $\sqrt{}$(27) x 16.179 x 2.150
= 60249.881 kN

--------- 이중 작은 값 사용

∴ 콘크리트가 부담하는 전단강도(ϕVc) = 0.80 x 60249.881 = 48199.905 kN

※ ΦVc > Vu ---------- O.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 x 50.192 = 450.960 mm

㉡ 후열

- 거더의 경간길이가 100m 이하이므로 S = 200 + 5.0L

S = 200 + 5.0 x 50.005 = 450.024 mm

② 실제 연단거리

구 분	필요연단	받침 규격		연단거리	비 고
		교축방향	직각방향		
1	450.960	730.000	430.000	841.739	O.K
2	450.960	730.000	430.000	864.912	O.K
3	450.960	700.000	550.000	874.024	O.K
4	450.960	730.000	430.000	864.826	O.K
5	450.960	730.000	430.000	864.781	O.K
6	450.960	730.000	430.000	808.885	O.K
7	450.024	730.000	430.000	809.651	O.K
8	450.024	730.000	430.000	865.347	O.K
9	450.024	700.000	550.000	874.514	O.K
10	450.024	730.000	430.000	865.252	O.K
11	450.024	730.000	430.000	865.205	O.K
12	450.024	730.000	430.000	865.157	O.K

12.2 최소 받침지지 길이 검토

① 최소 받침지지 길이

- 사각이 84.5° 이므로 받침선과 교축직각방향의 사잇각은 5.46°

$N = (200 + 1.67 \times L + 6.66 \times H) \times (1 + 0.000125 \times \Theta^2)$ mm

$= (200 + 1.67 \times 100.073 + 6.66 \times 15.267) \times (1 + 0.000125 \times 5.46^2)$

$= 470.545$ mm

② 실제 받침지지 길이

$N1 = 1758 - 0 - 50 = 1708$ mm ≥ 471 mm $\therefore$ O.K

12.3 교량받침 수직력, 수평력 검토

구 분	수직력			수평력		
	허용값	상부반력	비 고	허용값	탄성지진력	비 고
SHOE 1	2000.000	1648.047	O.K	310.586	262.740	O.K
SHOE 2	2000.000	1736.041	O.K	310.586	260.950	O.K
SHOE 3	2000.000	1741.608	O.K	310.586	259.270	O.K
SHOE 4	2000.000	1770.695	O.K	310.586	258.380	O.K
SHOE 5	2000.000	1823.371	O.K	310.586	259.380	O.K
SHOE 6	2000.000	1853.781	O.K	310.586	260.920	O.K
SHOE 7	2000.000	1650.958	O.K	310.586	262.780	O.K
SHOE 8	2000.000	1735.925	O.K	310.586	260.990	O.K
SHOE 9	2000.000	1740.460	O.K	310.586	259.300	O.K
SHOE 10	2000.000	1772.167	O.K	310.586	258.390	O.K
SHOE 11	2000.000	1825.391	O.K	310.586	259.370	O.K
SHOE 12	2000.000	1848.862	O.K	310.586	260.900	O.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	1648.047	197.549	151.887	1678.864	1820.699	
2	1736.041	196.203	151.962	1678.866	2115.102	
3	1741.608	194.940	266.611	1798.869	2085.102	
4	1770.695	194.271	151.992	1678.871	2115.102	
5	1823.371	195.023	151.887	1678.873	2115.102	
6	1853.781	196.180	151.759	1678.875	1788.284	
7	1650.958	197.579	151.647	1679.132	1788.284	
8	1735.925	196.233	151.722	1679.129	2108.625	
9	1740.460	194.962	266.611	1799.127	2078.625	
10	1772.167	194.278	151.729	1679.125	2108.625	
11	1825.391	195.015	151.609	1679.123	2108.625	
12	1848.862	196.165	151.451	1679.121	1885.470	

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	2717.465	4369.200	O.K	2674.981	3773.400	O.K
2	2796.485	4369.200	O.K	2773.170	3773.400	O.K
3	2823.994	4369.200	O.K	3416.290	3773.400	O.K
4	2819.816	4369.200	O.K	2811.842	3773.400	O.K
5	2875.773	4369.200	O.K	2869.786	3773.400	O.K
6	2912.099	4369.200	O.K	2894.731	3773.400	O.K
7	2720.637	4369.200	O.K	2669.635	3773.400	O.K
8	2796.686	4369.200	O.K	2771.704	3773.400	O.K
9	2823.112	4369.200	O.K	3415.014	3773.400	O.K
10	2821.451	4369.200	O.K	2812.015	3773.400	O.K
11	2877.865	4369.200	O.K	2870.485	3773.400	O.K
12	2907.328	4369.200	O.K	2895.686	3773.400	O.K

③ 교량받침 콘크리트 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	1097.494	6156.600	O.K	843.818	6156.600	O.K
2	1090.017	5759.400	O.K	844.236	5759.400	O.K
3	1082.999	5759.400	O.K	1481.170	5759.400	O.K
4	1079.282	5759.400	O.K	844.403	5759.400	O.K
5	1083.459	5759.400	O.K	843.818	5759.400	O.K
6	1089.891	5759.400	O.K	843.108	5759.400	O.K
7	1097.661	6156.600	O.K	842.481	6156.600	O.K
8	1090.184	5759.400	O.K	842.899	5759.400	O.K
9	1083.124	5759.400	O.K	1481.170	5759.400	O.K
10	1079.323	5759.400	O.K	842.941	5759.400	O.K
11	1083.417	5759.400	O.K	842.272	5759.400	O.K
12	1089.808	5759.400	O.K	841.395	5759.400	O.K

12.5 교량받침 하면 보강 : 교량받침 7

① 교량받침에 작용하는 하중

- 연직하중 : 최대반력

  P = 1650.958 kN

- 교축방향 수평하중 : 탄성지진력, 온도변화의 영향

  δ = α x ΔT x L

  = 0.000010 x 25.0 x 50.0

  = 0.012501 m

  Ph = kh x δ : kh 탄성받침의 전단탄성계수, δ 상부구조의 신축량

  = 2875.800 x 0.012501

  = 35.951 kN/m

  Hx1 = 35.951 / 1.15 = 31.262 kN

  Hx2 = 262.780 / 1.33 = 197.579 kN

  ☞ 수평력은 Hx1, Hx2 중 큰 값인 197.579 kN를 적용한다.

- 교축직각방향 수평하중 : 탄성지진력, 풍하중의 영향

  Hy1 = 0 kN : 가동단 받침이므로 풍하중은 적용되지 않는다.

  Hy2 = 201.690 / 1.33 = 151.647 kN

  ☞ 수평력은 Hy1, Hy2 중 큰 값인 151.647 kN를 적용한다.

② 연직하중에 대한 보강

b1x = 730.000 mm b1y = 430.000 mm

b2x = 1249.132 mm b2y = 1058.284 mm

bcx = 2 x b2x = 2498.263 mm < 5 x b1x = 3650.000 mm

bcy = 2 x b2y = 2116.568 mm < 5 x b1y = 2150.000 mm

Asx1 = 1/4 x (1 - b1x/bcx) x P/fsa

= 1/4 x (1 - 730.000/2498.263) x 1650.958 x 10^3 /180.000

= 1622.977 mm^2

Asy1 = 1/4 x (1 - b1y/bcy) x P/fsa

= 1/4 x (1 - 430.000/2116.568) x 1650.958 x 10^3 /180.000

= 1827.154 mm^2

③ 수평하중에 대한 보강

Asx2 = Hx/fsa

= 197.579 x 10^3 / 180.000

= 1097.661 mm^2

Asy2 = Hy/fsa

= 151.647 x 10^3 / 180.000

= 842.481 mm^2

④ 철근 보강 범위

- 교축직각방향 철근보강 범위

  Bxo = b1x + b2y = 730.000 + 1058.284 = 1788.284 mm

- 교축방향 철근보강 범위

  Byo = b1y + b2x = 430.000 + 1249.132 = 1679.132 mm

⑤ 철근량 산정

- 교축직각방향

Asy = Asy1 + Asy2 = 1827.154 + 842.481 = 2669.635 ㎟

Bxo = 1788.284 ㎜ 범위내에서 H16 - 19 EA

As = 198.600 x 19 = 3773.400 ㎟ ∴ O.K

- 교축방향

Asx = Asx1 + Asx2 = 1622.977 + 1097.661 = 2720.637 ㎟

Byo = 1679.132 ㎜ 범위내에서 H16 - 22 EA

As = 198.600 x 22 = 4369.200 ㎟ ∴ O.K

12.6 교량받침 콘크리트 보강 : 교량받침 7

① 교축직각방향

As2 = Hy/fsa = 151.647 x 10^3 / 180.000 = 842.481 ㎟

사용철근 : H16 - 20 EA + H16 - 11 EA

As = 198.600 x 20 + 198.600 x 11 = 6156.600 ㎟ ∴ O.K

② 교축방향

As1 = Hx/fsa = 197.579 x 10^3 / 180.000 = 1097.661 ㎟

사용철근 : H16 - 20 EA + H16 - 11 EA

As = 198.600 x 20 + 198.600 x 11 = 6156.600 ㎟ ∴ O.K

13. PILE 교축직각방향 검토

1) 설계조건

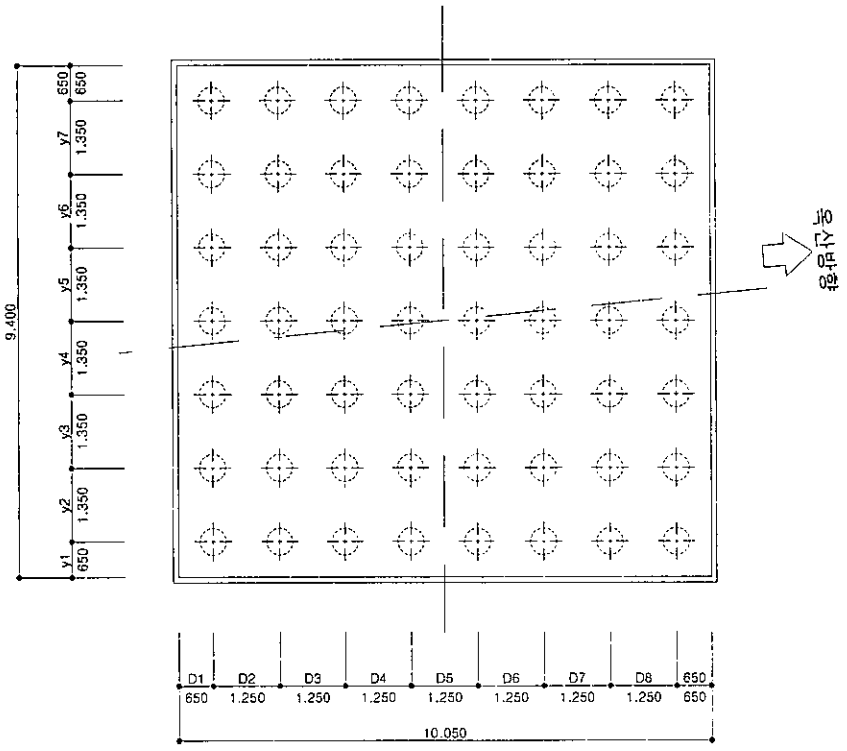
① 말뚝의 제원

말뚝 종류	직경(mm)	두께(mm)	종별	길이(m)
내부굴착PC.PHC말뚝	500	80	A	12.000

※ 말뚝길이는 기초평면에 묻힌 100mm는 제외한 길이로 계산한다.

콘크리트 설계기준강도 fck = 80.0 MPa
콘크리트 탄성계수 Ep = 40000.0 MPa
유효프리스트레스 fce = 4.1 MPa
콘크리트 환산단면적 Ae = 0.109 m^2
환산 단면2차모멘트 Ie = 0.0025 m^4
환산 단면계수 Ze = 0.0099 m^3
말뚝 머리의 평균 N치 N = 10
말뚝 선단의 평균 N치 N = 50
말뚝 선단의 근입깊이 Df = 1.0 m
원지반으로부터 돌출된 길이 h = 0.0 m

② 말뚝의 배치



2) 말뚝도심에서의 작용하중

구 분		Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	비 고
사용하중	COMBO 1	32343.550	462.780	8652.768	SV005
	COMBO 2	30991.133	462.780	18482.944	SV007
	COMBO 3	30991.133	462.780	18482.944	SV021
	COMBO 4	27533.886	2777.872	49237.397	SV022
계수하중	COMBO 1	46134.830	32.666	1165.147	UL001
	COMBO 2	40288.474	601.613	24027.827	UL007
	COMBO 3	30348.632	578.474	22613.705	UE021
	COMBO 4	27533.886	2777.872	49237.397	UL022

3) 말뚝의 특성치 계산

① 말뚝의 축방향 스프링정수

Ap = Ae = 0.1085 ㎡ ; 말뚝의 환산단면적

a = 0.010 x (L/D) + 0.36 = 0.600

Kv = a x Ap x Ep / L = 217000.000 kN/m ; 말뚝의 축방향 스프링정수

② 말뚝의 축직각방향 스프링정수

: 1/β 가정된 값이 계산된 값과 일치할 때까지 반복 계산

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

α = 1 (평상시), 2 (지진시)

Eo = 1200 x N = 1200 x 10 = 12000 kN/㎡

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

가) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 평상시

가정된 1/β(m)	계산치 1/β(m)	Kh(kN/㎥)
0.500	2.322	27269.26
2.322	2.681	15331.97
2.681	2.718	14526.25
2.718	2.721	14452.92
2.721	2.722	14446.06
2.722	2.722	14445.42
2.722	2.722	14445.36

Kh = 14445.35 kN/㎥

β = 0.367 m-1

βL = 0.367 x 12.0000 = 4.409 ≥ 3 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

나) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 지진시

가정된 1/β(m)	계산치 1/β(m)	Kh(kN/㎥)
0.500	1.952	54538.53
1.952	2.218	32722.73
2.218	2.245	31192.54
2.245	2.248	31052.80
2.248	2.248	31039.74
2.248	2.248	31038.51
2.248	2.248	31038.40

Kh = 31038.39 kN/㎥

β = 0.445 m-1

βL = 0.445 x 12.0000 = 5.338 ≥ 3 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

4) 말뚝의 변위 및 부재력

① 말뚝머리 고정일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	19657.232	34885.956	$4EI\beta^3$	kN/m
K2	26749.559	39210.478	$2EI\beta^2$	kN/rad
K3	26749.559	39210.478	$2EI\beta^2$	kN/rad
K4	72801.594	88142.151	$2EI\beta$	kN.m/rad

나) 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	1100805.0	1953613.6
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{\left(K_v - K_1\right)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	-1497975.3	-2195786.8
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	12152000.0	12152000.0
Aya,Aay	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i+K_1\sin^2\theta_i\right)x_i+K_2\sin\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i+K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2+\left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i+K_4\right\}$	92664969.2	93524040.4
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		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)		δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	0.0005598	0.0026616	0.0001024	COMBO 1	0.0000478	0.0037965	0.0000133
COMBO 2	0.0007074	0.0025503	0.0002109	COMBO 2	0.0009196	0.0033154	0.0002742
COMBO 3	0.0007074	0.0025503	0.0002109	COMBO 3	0.0008769	0.0024974	0.0002582
COMBO 4	0.0020682	0.0022658	0.0005750	COMBO 4	0.0020682	0.0022658	0.0005750

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 2.068 ㎜ ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 ㎜ ∴ O.K

다) 말뚝의 작용력과 말뚝머리에서의 반력

▣ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

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

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

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0005598	0.0030764	0.0001024	667.581	8.264	-7.517
	2	0.0005598	0.0029381	0.0001024	637.575	8.264	-7.517
	3	0.0005598	0.0027999	0.0001024	607.569	8.264	-7.517
	4	0.0005598	0.0026616	0.0001024	577.563	8.264	-7.517
	5	0.0005598	0.0025233	0.0001024	547.558	8.264	-7.517
	6	0.0005598	0.0023850	0.0001024	517.552	8.264	-7.517
	7	0.0005598	0.0022468	0.0001024	487.546	8.264	-7.517
COMBO 2	1	0.0007074	0.0034044	0.0002109	738.758	8.264	-3.569
	2	0.0007074	0.0031197	0.0002109	676.977	8.264	-3.569
	3	0.0007074	0.0028350	0.0002109	615.195	8.264	-3.569
	4	0.0007074	0.0025503	0.0002109	553.413	8.264	-3.569
	5	0.0007074	0.0022656	0.0002109	491.631	8.264	-3.569
	6	0.0007074	0.0019809	0.0002109	429.850	8.264	-3.569
	7	0.0007074	0.0016962	0.0002109	368.068	8.264	-3.569
COMBO 3	1	0.0007074	0.0034044	0.0002109	738.758	8.264	-3.569
	2	0.0007074	0.0031197	0.0002109	676.977	8.264	-3.569
	3	0.0007074	0.0028350	0.0002109	615.195	8.264	-3.569
	4	0.0007074	0.0025503	0.0002109	553.413	8.264	-3.569
	5	0.0007074	0.0022656	0.0002109	491.631	8.264	-3.569
	6	0.0007074	0.0019809	0.0002109	429.850	8.264	-3.569
	7	0.0007074	0.0016962	0.0002109	368.068	8.264	-3.569
COMBO 4	1	0.0020682	0.0045946	0.0005750	997.038	49.605	-30.412
	2	0.0020682	0.0038184	0.0005750	828.584	49.605	-30.412
	3	0.0020682	0.0030421	0.0005750	660.130	49.605	-30.412
	4	0.0020682	0.0022658	0.0005750	491.677	49.605	-30.412
	5	0.0020682	0.0014895	0.0005750	323.223	49.605	-30.412
	6	0.0020682	0.0007132	0.0005750	154.769	49.605	-30.412
	7	0.0020682	-0.0000631	0.0005750	-13.685	49.605	-30.412

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0000478	0.0038505	0.0000133	835.566	0.583	-0.308
	2	0.0000478	0.0038325	0.0000133	831.656	0.583	-0.308
	3	0.0000478	0.0038145	0.0000133	827.746	0.583	-0.308
	4	0.0000478	0.0037965	0.0000133	823.836	0.583	-0.308
	5	0.0000478	0.0037785	0.0000133	819.926	0.583	-0.308
	6	0.0000478	0.0037604	0.0000133	816.016	0.583	-0.308
	7	0.0000478	0.0037424	0.0000133	812.106	0.583	-0.308
COMBO 2	1	0.0009196	0.0044257	0.0002742	960.386	10.743	-4.639
	2	0.0009196	0.0040556	0.0002742	880.070	10.743	-4.639
	3	0.0009196	0.0036855	0.0002742	799.753	10.743	-4.639
	4	0.0009196	0.0033154	0.0002742	719.437	10.743	-4.639
	5	0.0009196	0.0029453	0.0002742	639.121	10.743	-4.639
	6	0.0009196	0.0025751	0.0002742	558.805	10.743	-4.639
	7	0.0009196	0.0022050	0.0002742	478.488	10.743	-4.639
COMBO 3	1	0.0008769	0.0035432	0.0002582	768.870	10.330	-4.658
	2	0.0008769	0.0031946	0.0002582	693.227	10.330	-4.658
	3	0.0008769	0.0028460	0.0002582	617.583	10.330	-4.658
	4	0.0008769	0.0024974	0.0002582	541.940	10.330	-4.658
	5	0.0008769	0.0021488	0.0002582	466.297	10.330	-4.658
	6	0.0008769	0.0018002	0.0002582	390.653	10.330	-4.658
	7	0.0008769	0.0014517	0.0002582	315.010	10.330	-4.658
COMBO 4	1	0.0020682	0.0045946	0.0005750	997.038	49.605	-30.412
	2	0.0020682	0.0038184	0.0005750	828.584	49.605	-30.412
	3	0.0020682	0.0030421	0.0005750	660.130	49.605	-30.412
	4	0.0020682	0.0022658	0.0005750	491.677	49.605	-30.412
	5	0.0020682	0.0014895	0.0005750	323.223	49.605	-30.412
	6	0.0020682	0.0007132	0.0005750	154.769	49.605	-30.412
	7	0.0020682	-0.0000631	0.0005750	-13.685	49.605	-30.412

▣ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

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

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

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

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	4.050	0	667.581	8.264	-7.517	8
	2	2.700	0	637.575	8.264	-7.517	8
	3	1.350	0	607.569	8.264	-7.517	8
	4	0.000	0	577.563	8.264	-7.517	8
	5	-1.350	0	547.558	8.264	-7.517	8
	6	-2.700	0	517.552	8.264	-7.517	8
	7	-4.050	0	487.546	8.264	-7.517	8
	계			32343.550	462.780	8652.768	56
COMBO 2	1	4.050	0	738.758	8.264	-3.569	8
	2	2.700	0	676.977	8.264	-3.569	8
	3	1.350	0	615.195	8.264	-3.569	8
	4	0.000	0	553.413	8.264	-3.569	8
	5	-1.350	0	491.631	8.264	-3.569	8
	6	-2.700	0	429.850	8.264	-3.569	8
	7	-4.050	0	368.068	8.264	-3.569	8
	계			30991.133	462.780	18482.944	56
COMBO 3	1	4.050	0	738.758	8.264	-3.569	8
	2	2.700	0	676.977	8.264	-3.569	8
	3	1.350	0	615.195	8.264	-3.569	8
	4	0.000	0	553.413	8.264	-3.569	8
	5	-1.350	0	491.631	8.264	-3.569	8
	6	-2.700	0	429.850	8.264	-3.569	8
	7	-4.050	0	368.068	8.264	-3.569	8
	계			30991.133	462.780	18482.944	56
COMBO 4	1	4.050	0	997.038	49.605	-30.412	8
	2	2.700	0	828.584	49.605	-30.412	8
	3	1.350	0	660.130	49.605	-30.412	8
	4	0.000	0	491.677	49.605	-30.412	8
	5	-1.350	0	323.223	49.605	-30.412	8
	6	-2.700	0	154.769	49.605	-30.412	8
	7	-4.050	0	-13.685	49.605	-30.412	8
	계			27533.886	2777.872	49237.397	56

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	4.050	0	835.566	0.583	-0.308	8
	2	2.700	0	831.656	0.583	-0.308	8
	3	1.350	0	827.746	0.583	-0.308	8
	4	0.000	0	823.836	0.583	-0.308	8
	5	-1.350	0	819.926	0.583	-0.308	8
	6	-2.700	0	816.016	0.583	-0.308	8
	7	-4.050	0	812.106	0.583	-0.308	8
	계			46134.830	32.666	1165.147	56
COMBO 2	1	4.050	0	960.386	10.743	-4.639	8
	2	2.700	0	880.070	10.743	-4.639	8
	3	1.350	0	799.753	10.743	-4.639	8
	4	0.000	0	719.437	10.743	-4.639	8
	5	-1.350	0	639.121	10.743	-4.639	8
	6	-2.700	0	558.805	10.743	-4.639	8
	7	-4.050	0	478.488	10.743	-4.639	8
	계			40288.474	601.613	24027.827	56
COMBO 3	1	4.050	0	768.870	10.330	-4.658	8
	2	2.700	0	693.227	10.330	-4.658	8
	3	1.350	0	617.583	10.330	-4.658	8
	4	0.000	0	541.940	10.330	-4.658	8
	5	-1.350	0	466.297	10.330	-4.658	8
	6	-2.700	0	390.653	10.330	-4.658	8
	7	-4.050	0	315.010	10.330	-4.658	8
	계			30348.632	578.474	22613.705	56
COMBO 4	1	4.050	0	997.038	49.605	-30.412	8
	2	2.700	0	828.584	49.605	-30.412	8
	3	1.350	0	660.130	49.605	-30.412	8
	4	0.000	0	491.677	49.605	-30.412	8
	5	-1.350	0	323.223	49.605	-30.412	8
	6	-2.700	0	154.769	49.605	-30.412	8
	7	-4.050	0	-13.685	49.605	-30.412	8
	계			27533.886	2777.872	49237.397	56

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : SV005

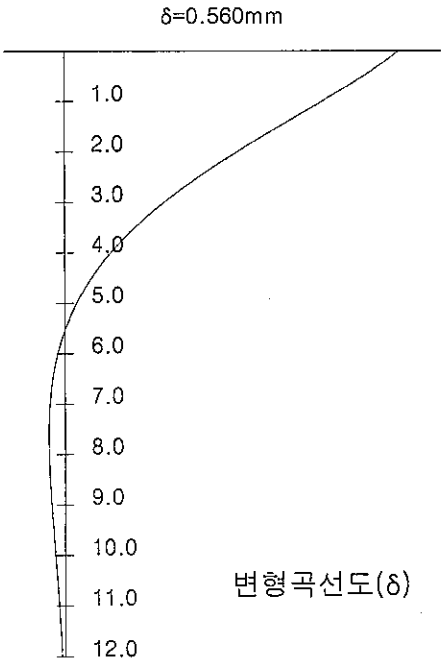
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

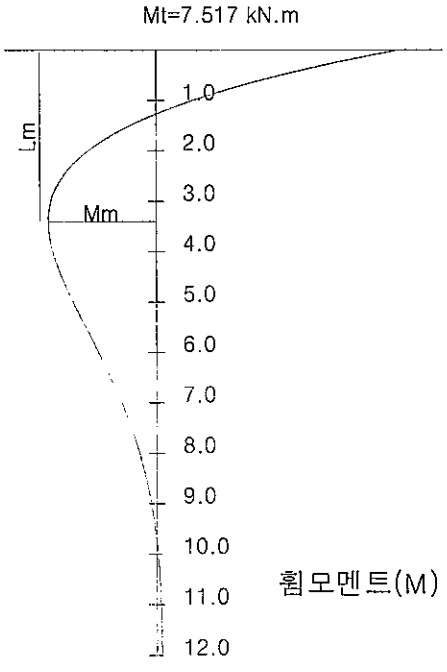
- 최대모멘트 및 깊이 : -3.392 kN.m, 3.404 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.560 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.560 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	7.517	-8.264	0.560	
0.800	2.129	-5.303	0.460	
1.600	-1.139	-2.976	0.345	
2.400	-2.807	-1.300	0.237	
3.200	-3.372	-0.201	0.147	
4.000	-3.252	0.435	0.077	
4.800	-2.766	0.732	0.029	
5.600	-2.140	0.803	-0.002	
6.400	-1.517	0.739	-0.019	
7.200	-0.975	0.608	-0.025	
8.000	-0.549	0.457	-0.026	
8.800	-0.241	0.315	-0.023	
9.600	-0.039	0.195	-0.018	
10.400	0.078	0.103	-0.013	
11.200	0.133	0.039	-0.009	
12.000	0.147	-0.002	-0.005	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉯ COMBO 2 : SV007

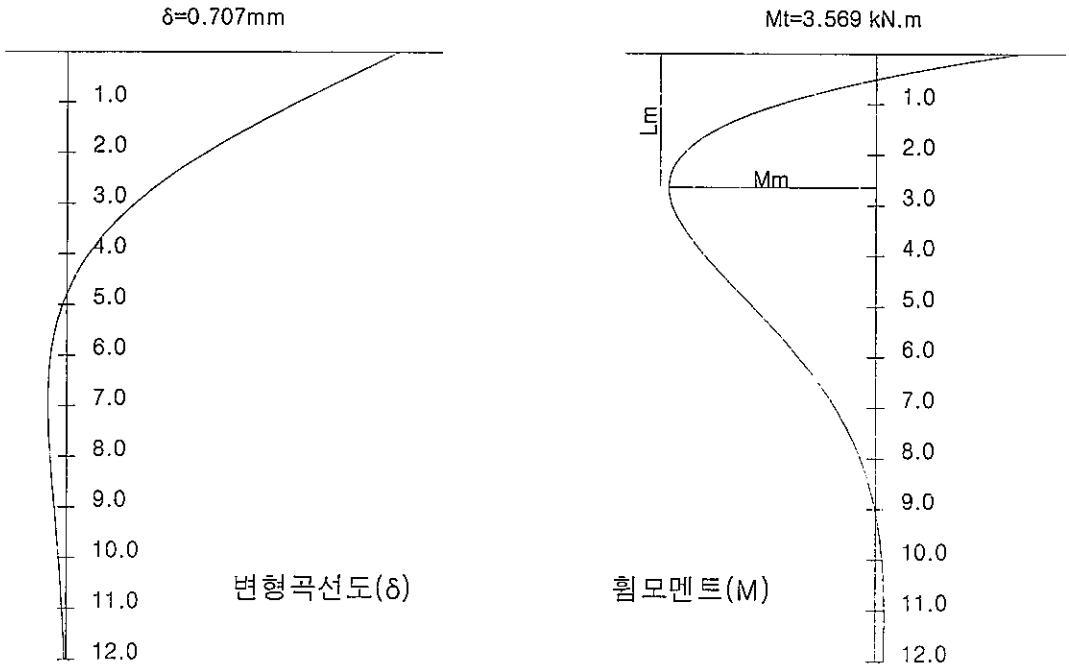
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -5.152 kN.m, 2.645 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.707 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.707 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	3.569	-8.264	0.707	
0.800	-1.540	-4.677	0.533	
1.600	-4.180	-2.082	0.368	
2.400	-5.108	-0.372	0.229	
3.200	-4.966	0.625	0.122	
4.000	-4.247	1.099	0.047	
4.800	-3.301	1.221	-0.001	
5.600	-2.350	1.131	-0.027	
6.400	-1.519	0.935	-0.038	
7.200	-0.862	0.706	-0.040	
8.000	-0.386	0.488	-0.035	
8.800	-0.072	0.304	-0.028	
9.600	0.112	0.163	-0.021	
10.400	0.200	0.063	-0.014	
11.200	0.223	0.000	-0.008	
12.000	0.207	-0.035	-0.004	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 3 : SV021

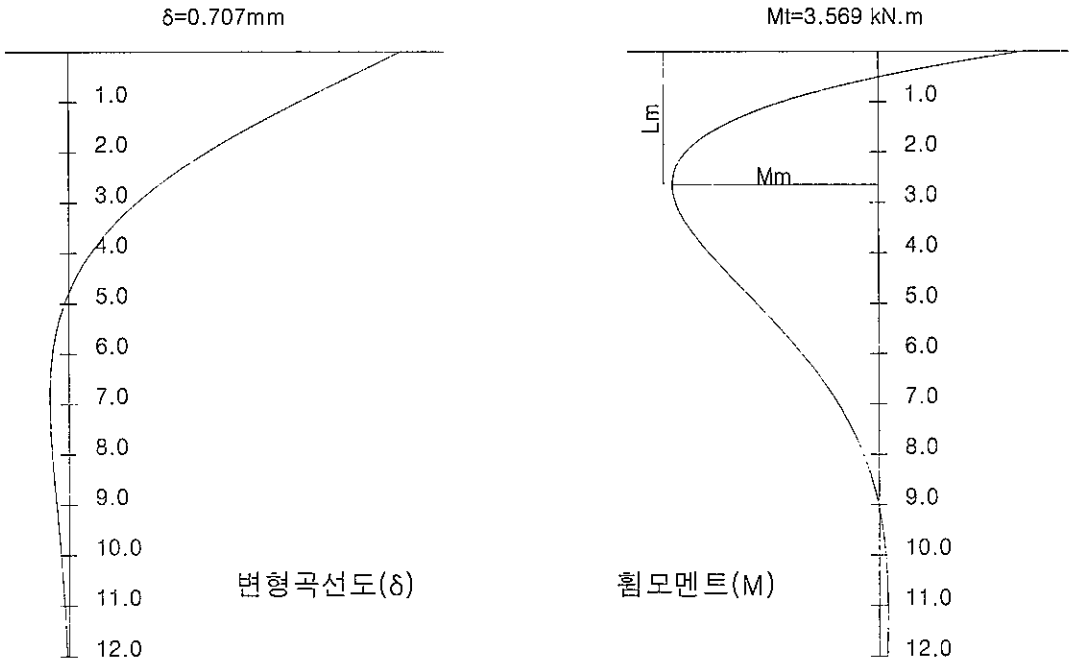
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -5.152 kN.m, 2.645 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.707 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.707 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	3.569	-8.264	0.707	
0.800	-1.540	-4.677	0.533	
1.600	-4.180	-2.082	0.368	
2.400	-5.108	-0.372	0.229	
3.200	-4.966	0.625	0.122	
4.000	-4.247	1.099	0.047	
4.800	-3.301	1.221	-0.001	
5.600	-2.350	1.131	-0.027	
6.400	-1.519	0.935	-0.038	
7.200	-0.862	0.706	-0.040	
8.000	-0.386	0.488	-0.035	
8.800	-0.072	0.304	-0.028	
9.600	0.112	0.163	-0.021	
10.400	0.200	0.063	-0.014	
11.200	0.223	0.000	-0.008	
12.000	0.207	-0.035	-0.004	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 4 : SV022

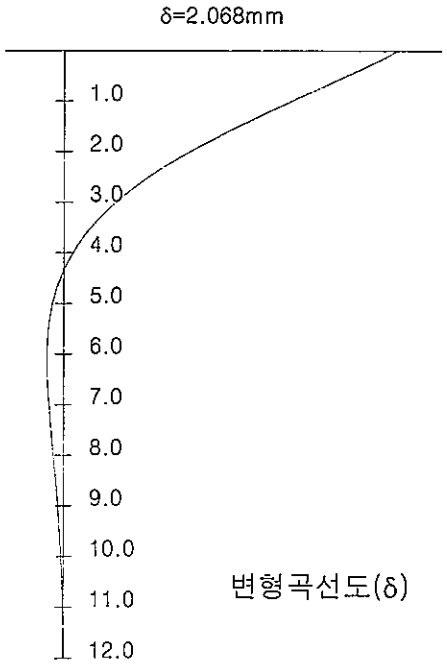
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

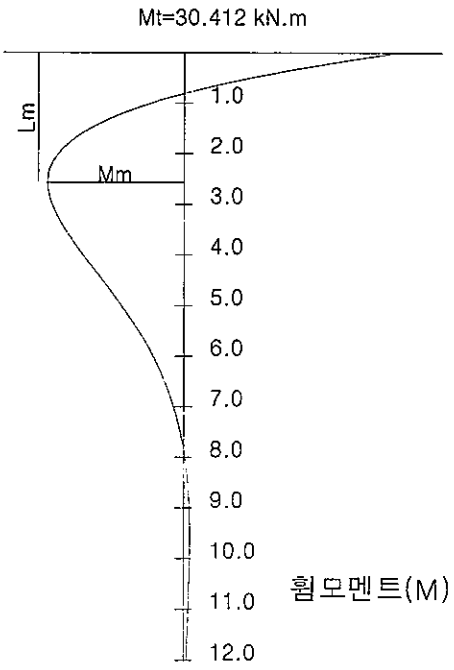
- 최대모멘트 및 깊이 : -19.505 kN.m, 2.572 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.068 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.068 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	30.412	-49.605	2.068	
0.800	0.176	-27.070	1.547	
1.600	-14.695	-11.206	1.017	
2.400	-19.385	-1.432	0.576	
3.200	-18.247	3.619	0.258	
4.000	-14.450	5.456	0.056	
4.800	-10.022	5.389	-0.053	
5.600	-6.071	4.400	-0.097	
6.400	-3.054	3.134	-0.102	
7.200	-1.032	1.956	-0.086	
8.000	0.144	1.031	-0.063	
8.800	0.696	0.394	-0.040	
9.600	0.843	0.012	-0.022	
10.400	0.765	-0.178	-0.009	
11.200	0.592	-0.240	-0.001	
12.000	0.401	-0.227	0.003	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 1 : UL001

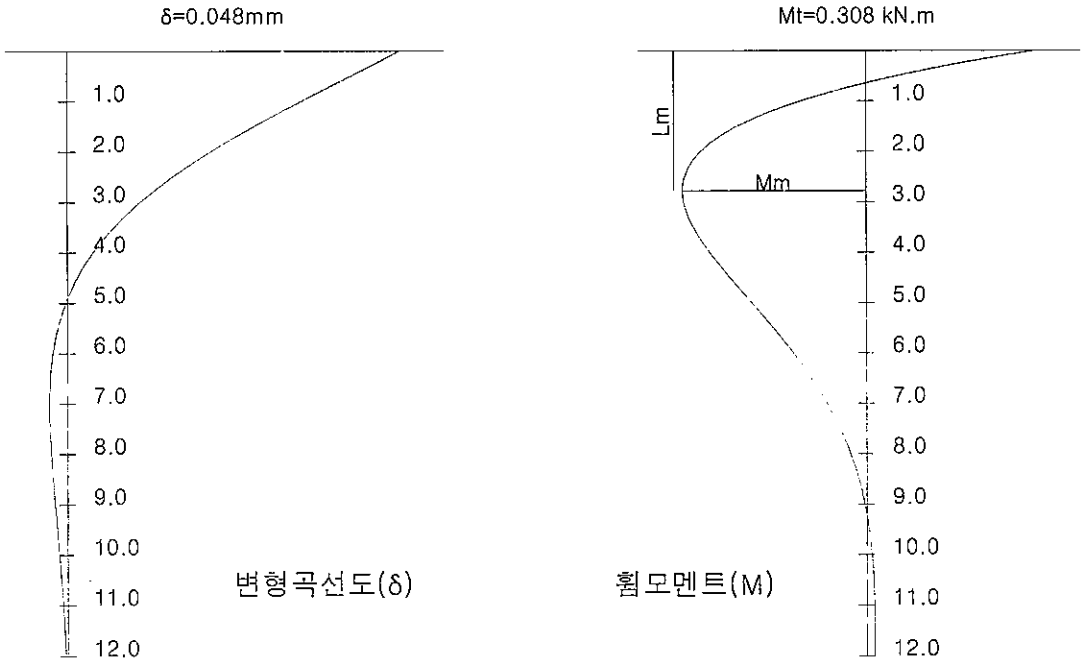
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -0.335 kN.m, 2.780 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.048 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.048 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.308	-0.583	0.048	
0.800	-0.057	-0.339	0.037	
1.600	-0.252	-0.160	0.026	
2.400	-0.328	-0.039	0.016	
3.200	-0.328	0.032	0.009	
4.000	-0.286	0.068	0.004	
4.800	-0.225	0.079	0.000	
5.600	-0.163	0.075	-0.002	
6.400	-0.107	0.063	-0.002	
7.200	-0.062	0.048	-0.003	
8.000	-0.030	0.034	-0.002	
8.800	-0.007	0.022	-0.002	
9.600	0.006	0.012	-0.001	
10.400	0.012	0.005	-0.001	
11.200	0.014	0.001	-0.001	
12.000	0.014	-0.002	0.000	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 2 : ULO07

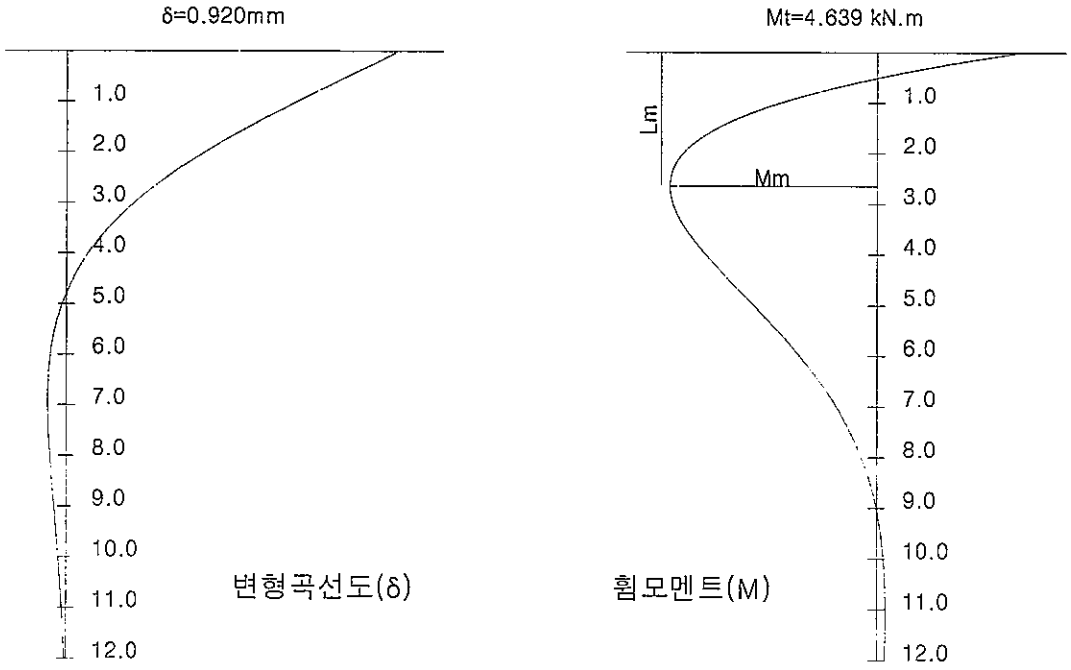
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -6.698 kN.m, 2.645 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.920 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.920 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	4.639	-10.743	0.920	
0.800	-2.002	-6.080	0.693	
1.600	-5.434	-2.706	0.479	
2.400	-6.640	-0.484	0.297	
3.200	-6.455	0.813	0.159	
4.000	-5.521	1.429	0.061	
4.800	-4.291	1.587	-0.001	
5.600	-3.055	1.470	-0.035	
6.400	-1.975	1.216	-0.050	
7.200	-1.121	0.918	-0.052	
8.000	-0.502	0.635	-0.046	
8.800	-0.093	0.395	-0.037	
9.600	0.146	0.211	-0.027	
10.400	0.260	0.082	-0.018	
11.200	0.289	0.000	-0.011	
12.000	0.269	-0.046	-0.005	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉡ COMBO 3 : UE021

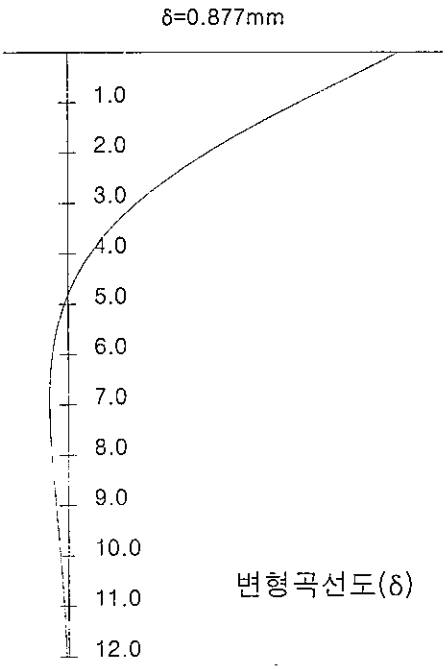
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

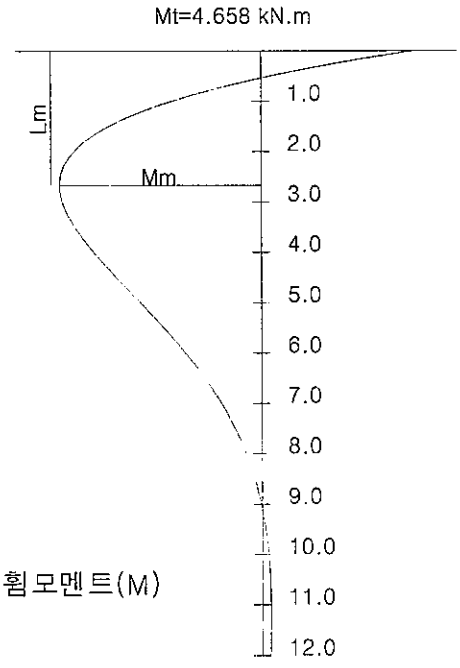
- 최대모멘트 및 깊이 : -6.337 kN.m, 2.671 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.877 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.877 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	4.658	-10.330	0.877	
0.800	-1.742	-5.877	0.663	
1.600	-5.073	-2.647	0.459	
2.400	-6.270	-0.512	0.286	
3.200	-6.128	0.741	0.154	
4.000	-5.259	1.341	0.060	
4.800	-4.099	1.501	0.000	
5.600	-2.927	1.397	-0.033	
6.400	-1.899	1.160	-0.047	
7.200	-1.083	0.878	-0.049	
8.000	-0.490	0.609	-0.044	
8.800	-0.098	0.381	-0.035	
9.600	0.133	0.205	-0.026	
10.400	0.244	0.081	-0.017	
11.200	0.274	0.002	-0.010	
12.000	0.255	-0.043	-0.005	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉮ COMBO 4 : UL022

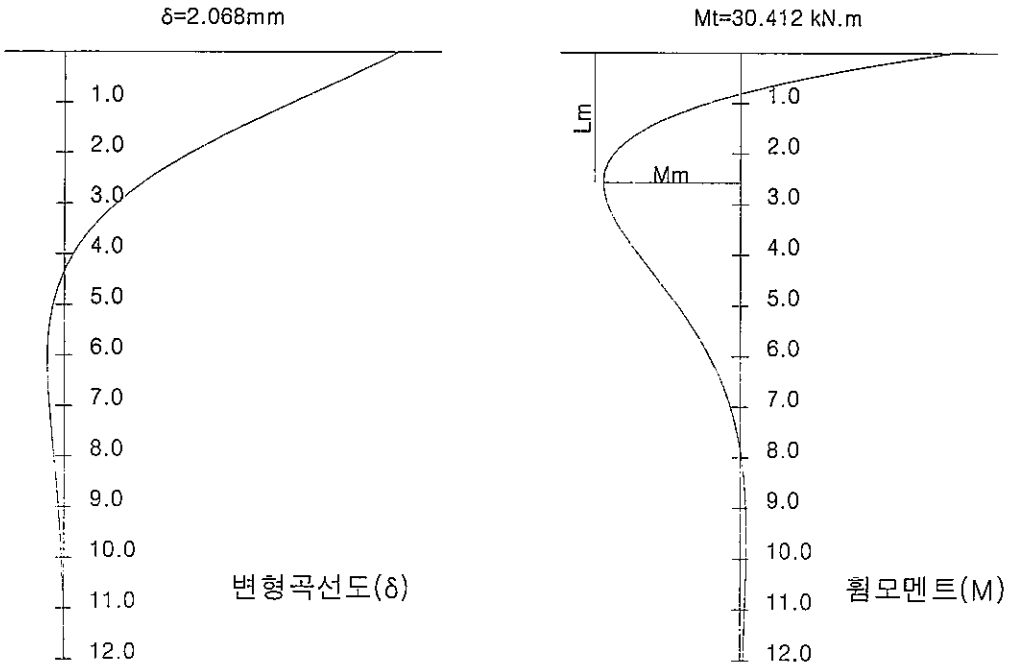
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -19.505 kN.m, 2.572 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.068 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.068 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	30.412	-49.605	2.068	
0.800	0.176	-27.070	1.547	
1.600	-14.695	-11.206	1.017	
2.400	-19.385	-1.432	0.576	
3.200	-18.247	3.619	0.258	
4.000	-14.450	5.456	0.056	
4.800	-10.022	5.389	-0.053	
5.600	-6.071	4.400	-0.097	
6.400	-3.054	3.134	-0.102	
7.200	-1.032	1.956	-0.086	
8.000	0.144	1.031	-0.063	
8.800	0.696	0.394	-0.040	
9.600	0.843	0.012	-0.022	
10.400	0.765	-0.178	-0.009	
11.200	0.592	-0.240	-0.001	
12.000	0.401	-0.227	0.003	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



② 말뚝머리 힌지일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	9828.616	17442.978	$2EI\beta^3$	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	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	550402.5	976806.8
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{(K_v - K_1)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	12152000.0	12152000.0
Aya,Aay	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i + K_2\sin\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	88588080.0	88588080.0
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		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)		δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	0.0008408	0.0026616	0.0000977	COMBO 1	0.0000594	0.0037965	0.0000132
COMBO 2	0.0008408	0.0025503	0.0002086	COMBO 2	0.0010930	0.0033154	0.0002712
COMBO 3	0.0008408	0.0025503	0.0002086	COMBO 3	0.0010510	0.0024974	0.0002553
COMBO 4	0.0028438	0.0022658	0.0005558	COMBO 4	0.0028438	0.0022658	0.0005558

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 2.844 ㎜ ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 ㎜ ∴ O.K

다) 말뚝의 작용력과 말뚝머리에서의 반력

▣ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

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

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

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0008408	0.0030572	0.0000977	663.404	8.264	0.000
	2	0.0008408	0.0029253	0.0000977	634.791	8.264	0.000
	3	0.0008408	0.0027934	0.0000977	606.177	8.264	0.000
	4	0.0008408	0.0026616	0.0000977	577.563	8.264	0.000
	5	0.0008408	0.0025297	0.0000977	548.950	8.264	0.000
	6	0.0008408	0.0023979	0.0000977	520.336	8.264	0.000
	7	0.0008408	0.0022660	0.0000977	491.722	8.264	0.000
COMBO 2	1	0.0008408	0.0033953	0.0002086	736.776	8.264	0.000
	2	0.0008408	0.0031136	0.0002086	675.655	8.264	0.000
	3	0.0008408	0.0028320	0.0002086	614.534	8.264	0.000
	4	0.0008408	0.0025503	0.0002086	553.413	8.264	0.000
	5	0.0008408	0.0022686	0.0002086	492.292	8.264	0.000
	6	0.0008408	0.0019870	0.0002086	431.171	8.264	0.000
	7	0.0008408	0.0017053	0.0002086	370.051	8.264	0.000
COMBO 3	1	0.0008408	0.0033953	0.0002086	736.776	8.264	0.000
	2	0.0008408	0.0031136	0.0002086	675.655	8.264	0.000
	3	0.0008408	0.0028320	0.0002086	614.534	8.264	0.000
	4	0.0008408	0.0025503	0.0002086	553.413	8.264	0.000
	5	0.0008408	0.0022686	0.0002086	492.292	8.264	0.000
	6	0.0008408	0.0019870	0.0002086	431.171	8.264	0.000
	7	0.0008408	0.0017053	0.0002086	370.051	8.264	0.000
COMBO 4	1	0.0028438	0.0045168	0.0005558	980.143	49.605	0.000
	2	0.0028438	0.0037665	0.0005558	817.321	49.605	0.000
	3	0.0028438	0.0030161	0.0005558	654.499	49.605	0.000
	4	0.0028438	0.0022658	0.0005558	491.677	49.605	0.000
	5	0.0028438	0.0015155	0.0005558	328.854	49.605	0.000
	6	0.0028438	0.0007651	0.0005558	166.032	49.605	0.000
	7	0.0028438	0.0000148	0.0005558	3.210	49.605	0.000

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0000594	0.0038497	0.0000132	835.395	0.583	0.000
	2	0.0000594	0.0038320	0.0000132	831.542	0.583	0.000
	3	0.0000594	0.0038142	0.0000132	827.689	0.583	0.000
	4	0.0000594	0.0037965	0.0000132	823.836	0.583	0.000
	5	0.0000594	0.0037787	0.0000132	819.983	0.583	0.000
	6	0.0000594	0.0037610	0.0000132	816.130	0.583	0.000
	7	0.0000594	0.0037432	0.0000132	812.277	0.583	0.000
COMBO 2	1	0.0010930	0.0044139	0.0002712	957.808	10.743	0.000
	2	0.0010930	0.0040477	0.0002712	878.351	10.743	0.000
	3	0.0010930	0.0036815	0.0002712	798.894	10.743	0.000
	4	0.0010930	0.0033154	0.0002712	719.437	10.743	0.000
	5	0.0010930	0.0029492	0.0002712	639.980	10.743	0.000
	6	0.0010930	0.0025831	0.0002712	560.523	10.743	0.000
	7	0.0010930	0.0022169	0.0002712	481.066	10.743	0.000
COMBO 3	1	0.0010510	0.0035313	0.0002553	766.282	10.330	0.000
	2	0.0010510	0.0031866	0.0002553	691.501	10.330	0.000
	3	0.0010510	0.0028420	0.0002553	616.721	10.330	0.000
	4	0.0010510	0.0024974	0.0002553	541.940	10.330	0.000
	5	0.0010510	0.0021528	0.0002553	467.159	10.330	0.000
	6	0.0010510	0.0018082	0.0002553	392.378	10.330	0.000
	7	0.0010510	0.0014636	0.0002553	317.598	10.330	0.000
COMBO 4	1	0.0028438	0.0045168	0.0005558	980.143	49.605	0.000
	2	0.0028438	0.0037665	0.0005558	817.321	49.605	0.000
	3	0.0028438	0.0030161	0.0005558	654.499	49.605	0.000
	4	0.0028438	0.0022658	0.0005558	491.677	49.605	0.000
	5	0.0028438	0.0015155	0.0005558	328.854	49.605	0.000
	6	0.0028438	0.0007651	0.0005558	166.032	49.605	0.000
	7	0.0028438	0.0000148	0.0005558	3.210	49.605	0.000

▣ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

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

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

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

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	4.050	0	663.404	8.264	0.000	8
	2	2.700	0	634.791	8.264	0.000	8
	3	1.350	0	606.177	8.264	0.000	8
	4	0.000	0	577.563	8.264	0.000	8
	5	-1.350	0	548.950	8.264	0.000	8
	6	-2.700	0	520.336	8.264	0.000	8
	7	-4.050	0	491.722	8.264	0.000	8
	계			32343.550	462.780	0.000	56
COMBO 2	1	4.050	0	736.776	8.264	0.000	8
	2	2.700	0	675.655	8.264	0.000	8
	3	1.350	0	614.534	8.264	0.000	8
	4	0.000	0	553.413	8.264	0.000	8
	5	-1.350	0	492.292	8.264	0.000	8
	6	-2.700	0	431.171	8.264	0.000	8
	7	-4.050	0	370.051	8.264	0.000	8
	계			30991.133	462.780	0.000	56
COMBO 3	1	4.050	0	736.776	8.264	0.000	8
	2	2.700	0	675.655	8.264	0.000	8
	3	1.350	0	614.534	8.264	0.000	8
	4	0.000	0	553.413	8.264	0.000	8
	5	-1.350	0	492.292	8.264	0.000	8
	6	-2.700	0	431.171	8.264	0.000	8
	7	-4.050	0	370.051	8.264	0.000	8
	계			30991.133	462.780	0.000	56
COMBO 4	1	4.050	0	980.143	49.605	0.000	8
	2	2.700	0	817.321	49.605	0.000	8
	3	1.350	0	654.499	49.605	0.000	8
	4	0.000	0	491.677	49.605	0.000	8
	5	-1.350	0	328.854	49.605	0.000	8
	6	-2.700	0	166.032	49.605	0.000	8
	7	-4.050	0	3.210	49.605	0.000	8
	계			27533.886	2777.872	0.000	56

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	4.050	0	835.395	0.583	0.000	8
	2	2.700	0	831.542	0.583	0.000	8
	3	1.350	0	827.689	0.583	0.000	8
	4	0.000	0	823.836	0.583	0.000	8
	5	-1.350	0	819.983	0.583	0.000	8
	6	-2.700	0	816.130	0.583	0.000	8
	7	-4.050	0	812.277	0.583	0.000	8
	계			46134.830	32.666	0.000	56
COMBO 2	1	4.050	0	957.808	10.743	0.000	8
	2	2.700	0	878.351	10.743	0.000	8
	3	1.350	0	798.894	10.743	0.000	8
	4	0.000	0	719.437	10.743	0.000	8
	5	-1.350	0	639.980	10.743	0.000	8
	6	-2.700	0	560.523	10.743	0.000	8
	7	-4.050	0	481.066	10.743	0.000	8
	계			40288.474	601.613	0.000	56
COMBO 3	1	4.050	0	766.282	10.330	0.000	8
	2	2.700	0	691.501	10.330	0.000	8
	3	1.350	0	616.721	10.330	0.000	8
	4	0.000	0	541.940	10.330	0.000	8
	5	-1.350	0	467.159	10.330	0.000	8
	6	-2.700	0	392.378	10.330	0.000	8
	7	-4.050	0	317.598	10.330	0.000	8
	계			30348.632	578.474	0.000	56
COMBO 4	1	4.050	0	980.143	49.605	0.000	8
	2	2.700	0	817.321	49.605	0.000	8
	3	1.350	0	654.499	49.605	0.000	8
	4	0.000	0	491.677	49.605	0.000	8
	5	-1.350	0	328.854	49.605	0.000	8
	6	-2.700	0	166.032	49.605	0.000	8
	7	-4.050	0	3.210	49.605	0.000	8
	계			27533.886	2777.872	0.000	56

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : SV005

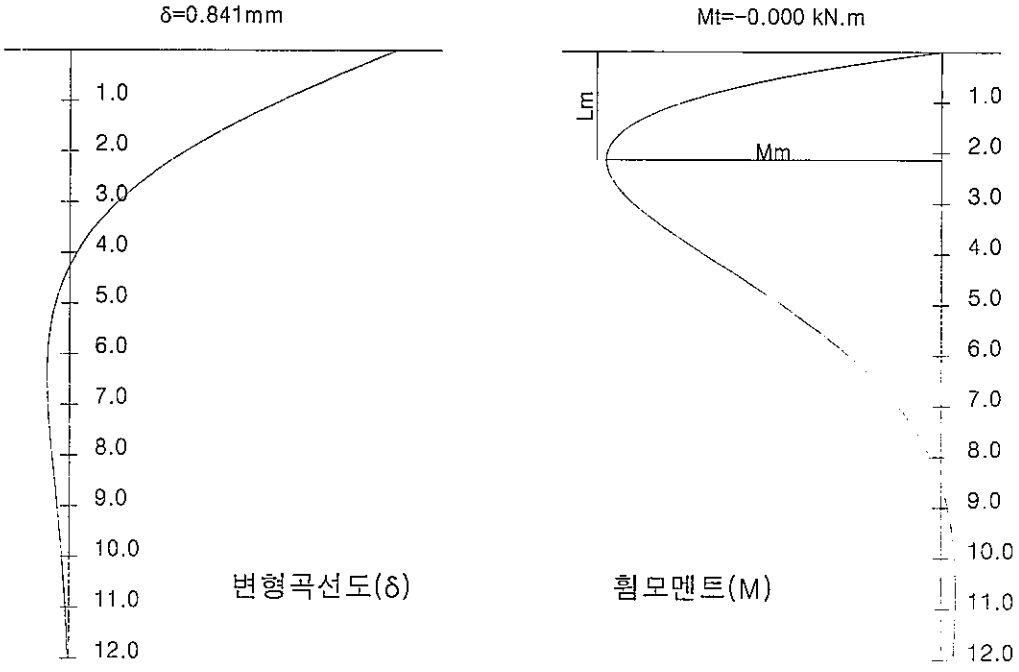
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -7.251 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.841 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.841 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-8.264	0.841	
0.800	-4.857	-4.111	0.600	
1.600	-6.929	-1.274	0.389	
2.400	-7.188	0.466	0.221	
3.200	-6.406	1.372	0.100	
4.000	-5.146	1.699	0.020	
4.800	-3.784	1.662	-0.028	
5.600	-2.540	1.427	-0.050	
6.400	-1.521	1.113	-0.056	
7.200	-0.760	0.795	-0.052	
8.000	-0.239	0.516	-0.044	
8.800	0.081	0.295	-0.033	
9.600	0.249	0.134	-0.023	
10.400	0.310	0.027	-0.014	
11.200	0.304	-0.036	-0.008	
12.000	0.261	-0.066	-0.003	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉡ COMBO 2 : SV007

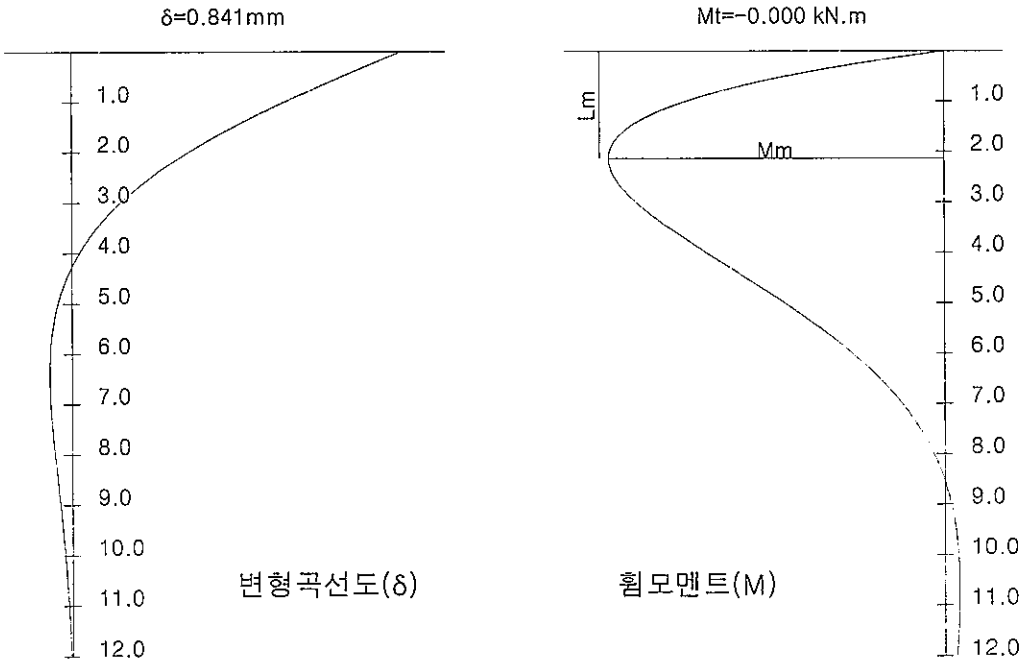
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -7.251 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.841 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.841 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-8.264	0.841	
0.800	-4.857	-4.111	0.600	
1.600	-6.929	-1.274	0.389	
2.400	-7.188	0.466	0.221	
3.200	-6.406	1.372	0.100	
4.000	-5.146	1.699	0.020	
4.800	-3.784	1.662	-0.028	
5.600	-2.540	1.427	-0.050	
6.400	-1.521	1.113	-0.056	
7.200	-0.760	0.795	-0.052	
8.000	-0.239	0.516	-0.044	
8.800	0.081	0.295	-0.033	
9.600	0.249	0.134	-0.023	
10.400	0.310	0.027	-0.014	
11.200	0.304	-0.036	-0.008	
12.000	0.261	-0.066	-0.003	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 3 : SV021

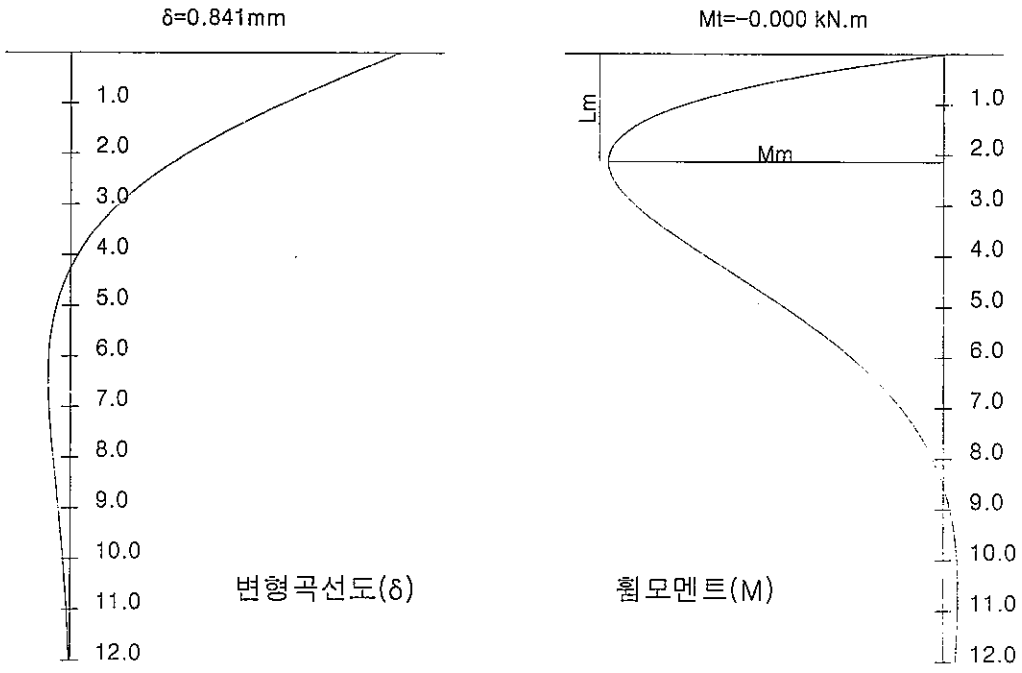
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -7.251 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.841 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.841 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-8.264	0.841	
0.800	-4.857	-4.111	0.600	
1.600	-6.929	-1.274	0.389	
2.400	-7.188	0.466	0.221	
3.200	-6.406	1.372	0.100	
4.000	-5.146	1.699	0.020	
4.800	-3.784	1.662	-0.028	
5.600	-2.540	1.427	-0.050	
6.400	-1.521	1.113	-0.056	
7.200	-0.760	0.795	-0.052	
8.000	-0.239	0.516	-0.044	
8.800	0.081	0.295	-0.033	
9.600	0.249	0.134	-0.023	
10.400	0.310	0.027	-0.014	
11.200	0.304	-0.036	-0.008	
12.000	0.261	-0.066	-0.003	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 4 : SV022

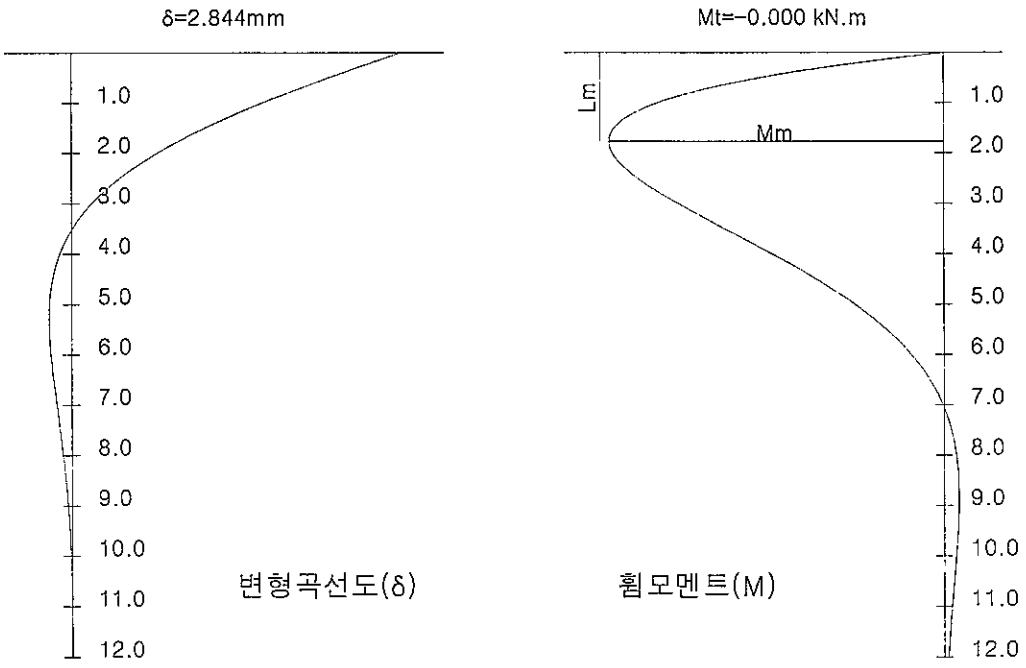
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -35.950 kN.m, 1.766 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.844 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.844 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-49.605	2.844	
0.800	-27.218	-20.465	1.867	
1.600	-35.745	-2.533	1.057	
2.400	-33.587	6.718	0.471	
3.200	-26.567	10.065	0.101	
4.000	-18.407	9.922	-0.099	
4.800	-11.136	8.091	-0.180	
5.600	-5.591	5.757	-0.187	
6.400	-1.878	3.589	-0.158	
7.200	0.278	1.889	-0.115	
8.000	1.287	0.719	-0.074	
8.800	1.553	0.017	-0.041	
9.600	1.409	-0.330	-0.017	
10.400	1.088	-0.442	-0.002	
11.200	0.737	-0.419	0.005	
12.000	0.434	-0.333	0.008	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 1 : ULO01

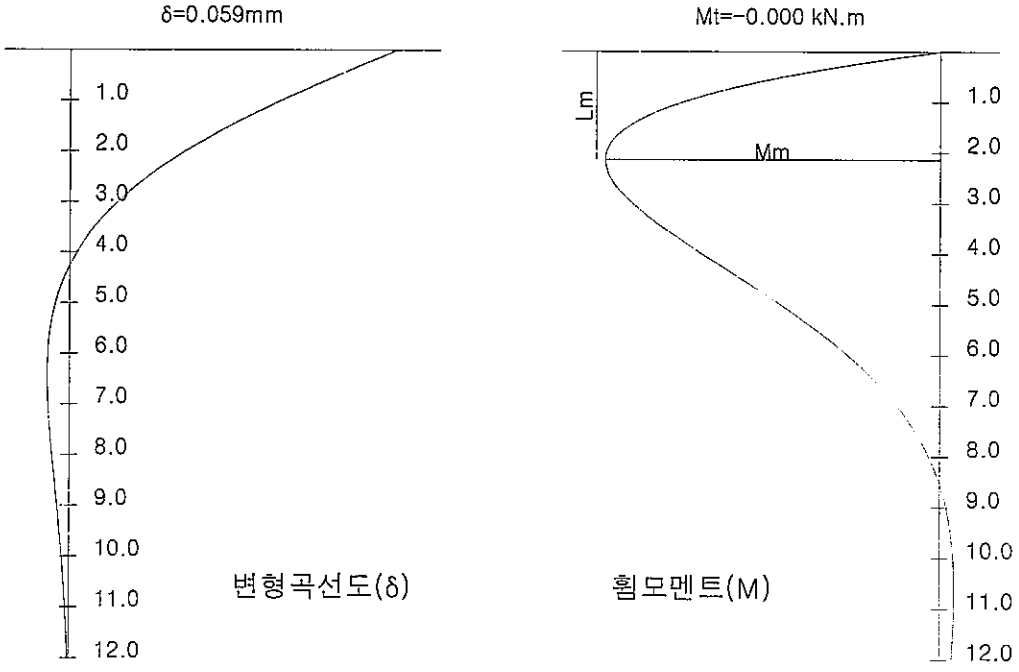
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -0.512 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.059 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.059 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-0.583	0.059	
0.800	-0.343	-0.290	0.042	
1.600	-0.489	-0.090	0.027	
2.400	-0.507	0.033	0.016	
3.200	-0.452	0.097	0.007	
4.000	-0.363	0.120	0.001	
4.800	-0.267	0.117	-0.002	
5.600	-0.179	0.101	-0.004	
6.400	-0.107	0.079	-0.004	
7.200	-0.054	0.056	-0.004	
8.000	-0.017	0.036	-0.003	
8.800	0.006	0.021	-0.002	
9.600	0.018	0.009	-0.002	
10.400	0.022	0.002	-0.001	
11.200	0.021	-0.003	-0.001	
12.000	0.018	-0.005	0.000	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 2 : UL007

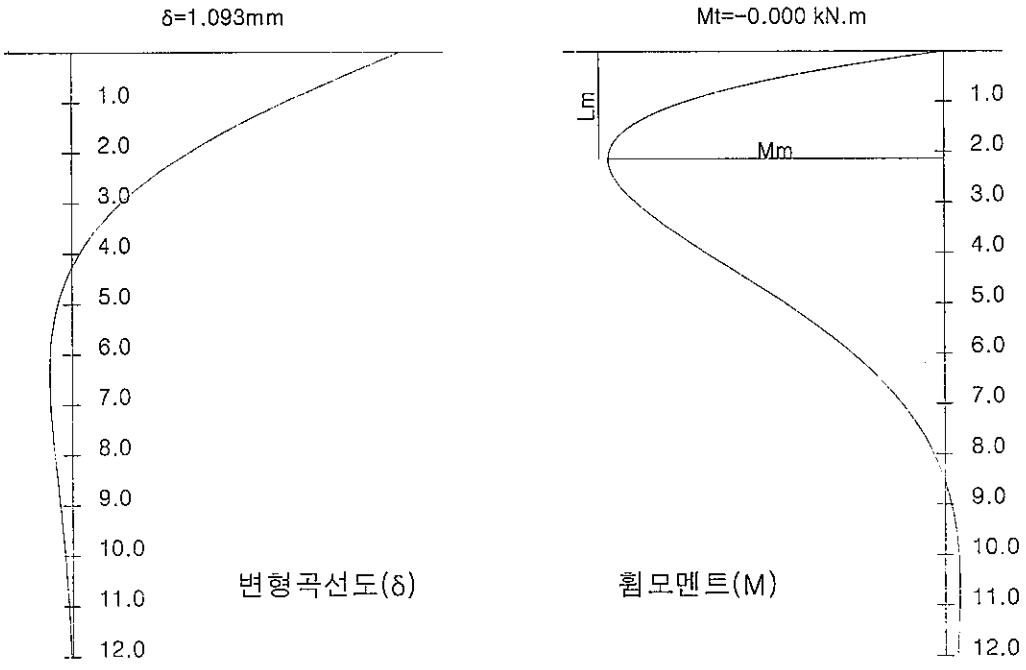
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -9.426 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.093 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.093 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-10.743	1.093	
0.800	-6.314	-5.344	0.780	
1.600	-9.008	-1.656	0.505	
2.400	-9.344	0.606	0.288	
3.200	-8.328	1.784	0.130	
4.000	-6.690	2.209	0.025	
4.800	-4.919	2.160	-0.036	
5.600	-3.301	1.855	-0.065	
6.400	-1.978	1.447	-0.073	
7.200	-0.988	1.033	-0.068	
8.000	-0.311	0.671	-0.057	
8.800	0.106	0.383	-0.043	
9.600	0.323	0.174	-0.030	
10.400	0.402	0.035	-0.019	
11.200	0.395	-0.046	-0.010	
12.000	0.339	-0.086	-0.004	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



변형곡선도(δ) 휨모멘트(M)

㉯ COMBO 3 : UE021

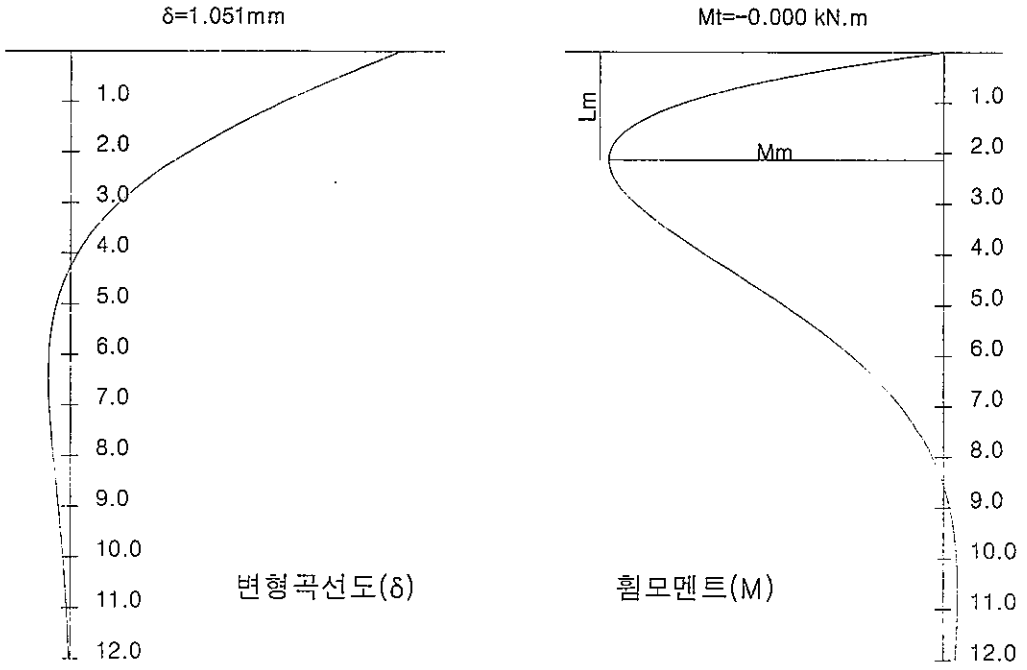
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -9.064 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.051 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.051 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-10.330	1.051	
0.800	-6.071	-5.138	0.750	
1.600	-8.661	-1.592	0.486	
2.400	-8.985	0.582	0.277	
3.200	-8.007	1.715	0.125	
4.000	-6.433	2.124	0.024	
4.800	-4.730	2.077	-0.035	
5.600	-3.175	1.784	-0.063	
6.400	-1.902	1.391	-0.070	
7.200	-0.950	0.994	-0.066	
8.000	-0.299	0.645	-0.054	
8.800	0.102	0.368	-0.041	
9.600	0.311	0.167	-0.029	
10.400	0.387	0.034	-0.018	
11.200	0.379	-0.045	-0.010	
12.000	0.326	-0.082	-0.004	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉲ COMBO 4 : ULO22

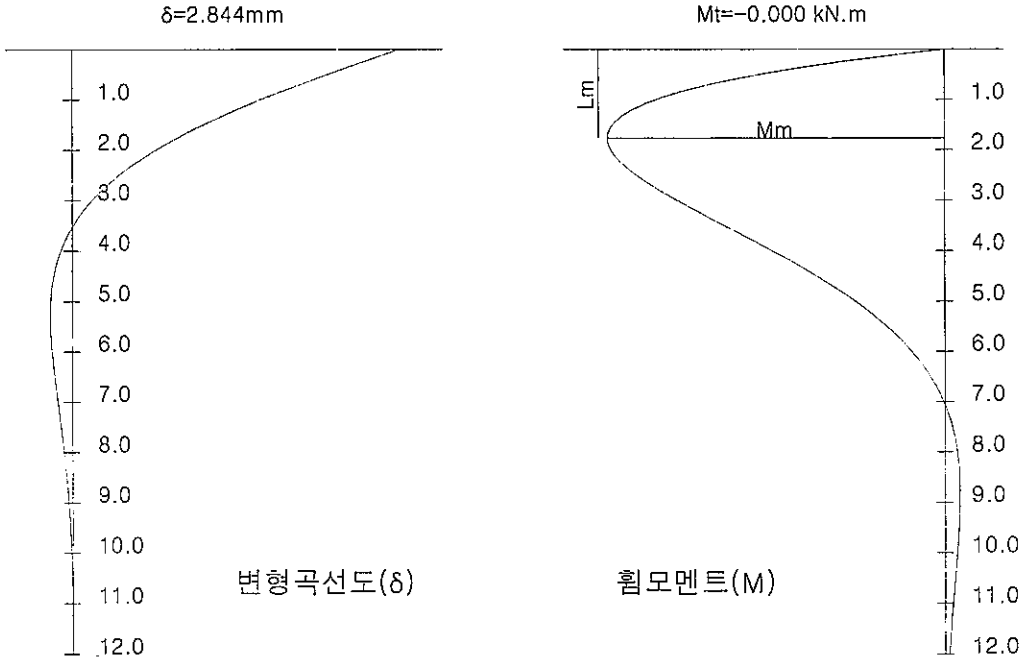
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -35.950 kN.m, 1.766 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.844 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.844 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-49.605	2.844	
0.800	-27.218	-20.465	1.867	
1.600	-35.745	-2.533	1.057	
2.400	-33.587	6.718	0.471	
3.200	-26.567	10.065	0.101	
4.000	-18.407	9.922	-0.099	
4.800	-11.136	8.091	-0.180	
5.600	-5.591	5.757	-0.187	
6.400	-1.878	3.589	-0.158	
7.200	0.278	1.889	-0.115	
8.000	1.287	0.719	-0.074	
8.800	1.553	0.017	-0.041	
9.600	1.409	-0.330	-0.017	
10.400	1.088	-0.442	-0.002	
11.200	0.737	-0.419	0.005	
12.000	0.434	-0.333	0.008	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



5) 말뚝의 안정성 검토

① 말뚝의 허용지지력 검토

가) 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 마찰지지 말뚝

Ra = r/n x (Ru - Ws) + Ws - W

Ra1 = 1442.000 kN (평상시) : 『별첨자료』 참조

Ra2 = 2163.000 kN (지진시) : 『별첨자료』 참조

말뚝의 주면장 U = π x 0.500 = 1.571 ㎡

U	N-치	토질분류	토층심도	f(kN/m²)	주면마찰력(U*f*L)
1.571	10.000	사질토	10.884	20.000	341.931
1.571	50.000	사질토	1.116	100.000	175.302
계	-	-	-	-	517.234

N≤2 의 지반에는 주면 마찰력을 고려하지 않는다.

나) 말뚝의 허용 수평변위 검토

평상시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 0.8408 mm 0.K

지진시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 2.8438 mm 0.K

다) 말뚝의 허용인발력

Pa = 1/n x Pu + W ; Pu : 주면마찰력(kN), W : 수중말뚝의 중량

W = π x (0.500² - 0.340²)/ 4 x (25.00-10.00) x 12.000

= 19.000 kN

Pa1 = 1/3.0 x 517.234 + 19.000 = 191.412 kN (평상시)

Pa2 = 1/2.0 x 517.234 + 19.000 = 277.617 kN (지진시)

라) 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	667.581	487.546	1442.000	191.412	O.K
	HINGE	663.404	491.722	1442.000	191.412	O.K
COMBO 2	FIX	738.758	368.068	1442.000	191.412	O.K
	HINGE	736.776	370.051	1442.000	191.412	O.K
COMBO 3	FIX	738.758	368.068	1442.000	191.412	O.K
	HINGE	736.776	370.051	1442.000	191.412	O.K
COMBO 4	FIX	997.038	-13.685	2163.000	277.617	O.K
	HINGE	980.143	3.210	2163.000	277.617	O.K

② 말뚝의 응력 검토

가) 말뚝의 이음과 장경비에 따른 허용응력의 감소율 검토
: 『도로교설계기준 해설(하부구조편)』 P223 참조
사용 PILE 본당 길이 : 15.00 m / 본
PILE 길이 : 12.10 m
이음개소수 : 0 개소
말뚝이음에 의한 허용응력 감소율 : 0.00%
장경비 (L/D) = 12.00/0.500 = 24.000 < 85 이므로 장경비에 따른 감소 없음.

따라서 허용응력의 총 감소율은 0.00% 적용

나) 말뚝의 휨응력 검토
허용 휨압축응력 fca = 28.000 MPa (평상시)
= 42.000 MPa (지진시)
허용 휨인장응력 fta = 0.000 MPa (평상시)
= -5.000 MPa (지진시)

f = fce ± M/Ze + V/Ae
= 4.104 ± M / 9906000.0 + V / 108500.0

구 분		V(kN)	M(kN.m)	fc	fca	ft	fta	비 고
COMBO 1	FIX	667.581	7.517	11.016	28.00	9.498	0.00	O.K
	HINGE	663.404	7.251	10.950	28.00	9.486	0.00	O.K
COMBO 2	FIX	738.758	5.152	11.433	28.00	10.393	0.00	O.K
	HINGE	736.776	7.251	11.627	28.00	10.163	0.00	O.K
COMBO 3	FIX	738.758	5.152	11.433	28.00	10.393	0.00	O.K
	HINGE	736.776	7.251	11.627	28.00	10.163	0.00	O.K
COMBO 4	FIX	997.038	30.412	16.363	42.00	10.223	-5.00	O.K
	HINGE	980.143	35.950	16.767	42.00	9.508	-5.00	O.K

다) 말뚝의 전단응력 검토

τsa = 0.850 MPa (평상시)

= 1.250 MPa (지진시)

τ = α x Ho / Ap

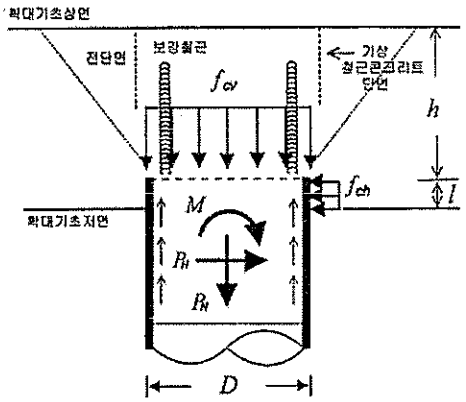
α = 4 x (D^2 + D×d + d^2) / (3 x (D^2 + d^2))

= 4 x (500.0^2 + 500.0×340.0 + 340.0^2) / (3 x (500.0^2 + 340.0^2))

= 1.953 : 전단형상계수

구 분		H(kN)	τ	τsa	비 고
COMBO 1	FIX	8.264	0.149	0.850	O.K
	HINGE	8.264	0.149	0.850	O.K
COMBO 2	FIX	8.264	0.149	0.850	O.K
	HINGE	8.264	0.149	0.850	O.K
COMBO 3	FIX	8.264	0.149	0.850	O.K
	HINGE	8.264	0.149	0.850	O.K
COMBO 4	FIX	49.605	0.893	1.250	O.K
	HINGE	49.605	0.893	1.250	O.K

6) 말뚝과 확대기초의 결합부 검토



① 압입력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수직지압응력

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

fck : 콘크리트의 설계기준강도(MPa)
PNmax : 상시와 지진시, 말뚝 머리에 작용하는 가장 큰 수직력(N)
D : 말뚝의 외경(mm)
fca : 상시,콘크리트의 허용지압응력 = 0.25fck (MPa), (해설표 참고)
fca' : 지진시, 콘크리트의 허용지압응력 = 1.33 × (0.25fck) (MPa)

-해설 표. 확대기초의 허용지압응력, fca(MPa)

설계기준강도 (fck,MPa)		21	24	27	30
허용지압응력 (fca,MPa)	상시 (fca)	5.25	6.00	6.75	7.50
	지진시 (fca')	6.98	7.98	8.98	9.98

* 수직지압응력(fcv) 검토 (상시)
fcv = 738758.3 / (π/4 x 500 ²)
= 3.762 MPa ≤ fca = 6.750 MPa ∴ O.K
* 수직지압응력(fcv) 검토 (지진시)
fcv = 997038.3 / (π/4 x 500 ²)
= 5.078 MPa ≤ fca' = 8.978 MPa ∴ O.K

b. 확대기초 콘크리트의 압발전단응력

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

τa3 : 상시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) ,(해설표 참조)
τa3' : 지진시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) ,(해설표 참조)
h : 확대기초의 유효두께 (mm)

-해설 표. 확대기초의 허용수직압발전단응력, τa3(MPa)

콘크리트의 설계기준강도 fck		21	24	27	30
허용압발 전단응력	상시 (τa3)	0.85	0.90	0.95	1.00
	지진시 (τa3')	1.131	1.197	1.264	1.330

* 압발전단응력(τv) 검토 (상시)
τv = 738758.3 / {π x (500 + 2200) x 2200 }
= 0.040 MPa ≤ τa3 = 0.950 MPa ∴ O.K
* 압발전단응력(τv) 검토 (지진시)
τv = 997038.3 / {π x (500 + 2200) x 2200 }
= 0.053 MPa ≤ τa3' = 1.264 MPa ∴ O.K

② 인발력에 대한 검토
원칙적으로 인발력에 대한 검토는 하지 않아도 된다. [도로교 설계기준 해설(하부구조편) P292]

③ 수평력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수평지압응력

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

PHmax : 상시와 지진시, 말뚝머리에 작용하는 최대 말뚝축직각방향력 (N)
l : 말뚝의 매입길이 = 100 mm

* 수평지압응력(fch) 검토 (상시)
fch = 8263.920 / (500 x 100)
= 0.165 MPa ≤ fca = 6.750 MPa ∴ O.K
* 수평지압응력(fch) 검토 (지진시)
fch = 49604.857 / (500 x 100)
= 0.992 MPa ≤ fca' = 8.978 MPa ∴ O.K

b. 확대기초 단부 말뚝에 대한 수평압발전단응력

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

h' : 수평방향의 압발전단에 저항하는 확대기초의 유효두께 (m)

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (상시)

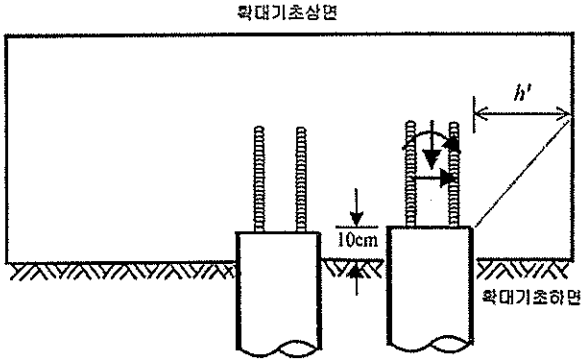
τh = 8263.920 / {400 x (200 + 500 + 800)}

= 0.014 MPa ≤ τa3 = 0.950 MPa ∴ O.K

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (지진시)

τh = 49604.857 / {400 x (200 + 500 + 800)}

= 0.083 MPa ≤ τa3' = 1.264 MPa ∴ O.K



④ 철근정착

$$L_o = \frac{f_{sa\,1} A_{st}}{\tau_{oa} U}$$

fsa1 : 이형철근의 허용인장응력 (MPa) ,(해설표 참조)
Ast : 이형철근의 공칭단면적 (㎟) ,(해설표 참조)
U : 이형철근의 공칭둘레길이 (mm)
τoa : 콘크리트의 허용부착응력 (MPa) ,(해설표 참조)
d1 : 이형철근의 공칭지름 (mm)

- 해설 표. 이형철근의 허용응력, fsa1 (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, Ast(㎟)	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, τoa (MPa)

콘크리트의 설계기준강도 (fck)	21.0	24.0	27.0	30.0
이형철근과 콘크리트의 허용부착응력 (τoa)	1.4	1.6	1.7	1.8

* 철근의 정착길이

일반적으로, Lo ≥ Lomin = 35d1 로 하는 것이 좋다. Lomin = 35 x 19.1 = 668.5 mm

Lo = 150.000 x 286.500 / (1.700 x 60.000) = 421.324 (≤ 668.500)
= 668.5 (mm)

이때, 정착길이는 다음을 만족하여야 한다.

L ≥ Lo + D/2 = 668.5 + 500/2 = 918.5 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 (㎟)

A2 : 지지면적 (㎟)

* 연직지압강도

ϕVn = 0.700 x (0.85 x 27.0 x 196349.5)

= 3154355.374 N ≥ PNmax = 960385.784 N ∴ O.K

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)

bp : π × (말뚝직경 + d)

* PUNCHING 전단강도

ϕVn = 0.800 x (⅓ x √27.0 x 8325.2 x 2150)

= 24801892.507 N ≥ PNmax = 960385.784 N ∴ O.K

14. PILE 교축방향 검토

1) 설계조건

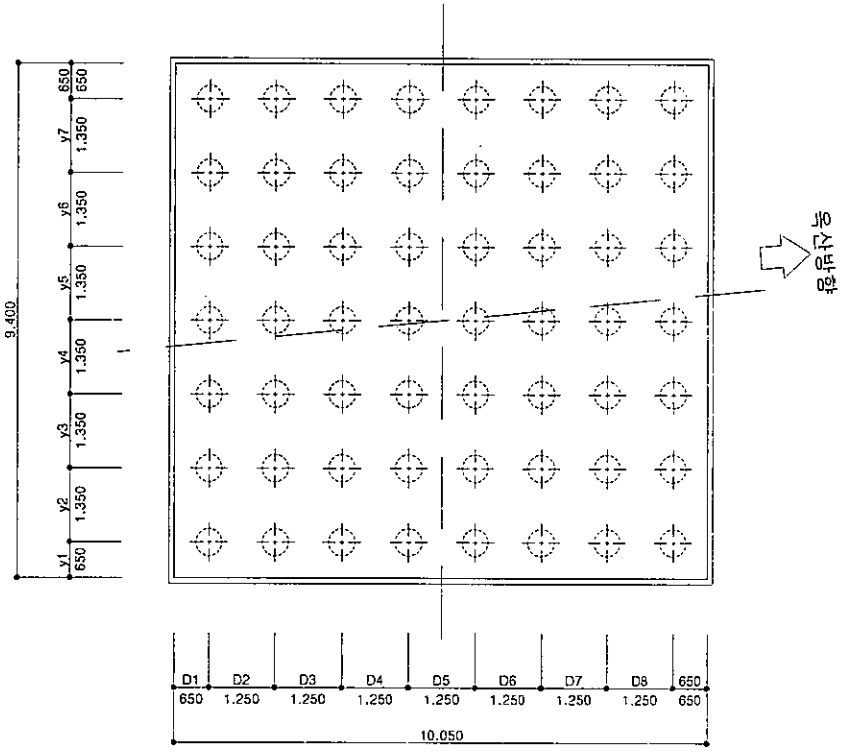
① 말뚝의 제원

말뚝 종류	직경(mm)	두께(mm)	종별	길이(m)
내부굴착PC.PHC말뚝	500	80	A	12.000

※ 말뚝길이는 기초평면에 묻힌 100mm는 제외한 길이로 계산한다.

콘크리트 설계기준강도 fck = 80.0 MPa
콘크리트 탄성계수 Ep = 40000.0 MPa
유효프리스트레스 fce = 4.1 MPa
콘크리트 환산단면적 Ae = 0.109 m^2
환산 단면2차모멘트 Ie = 0.0025 m^4
환산 단면계수 Ze = 0.0099 m^3
말뚝 머리의 평균 N치 N = 10
말뚝 선단의 평균 N치 N = 50
말뚝 선단의 근입깊이 Df = 1.0 m
원지반으로부터 돌출된 길이 h = 0.0 m

② 말뚝의 배치



2) 말뚝도심에서의 작용하중

구 분		Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	비 고
사용하중	COMBO 1	32343.550	512.445	6332.397	SVB16
	COMBO 2	27533.886	595.436	7235.523	SVB14
	COMBO 3	27533.886	595.436	7235.523	SVB14
	COMBO 4	27533.886	3604.000	52439.233	SVB22
계수하중	COMBO 1	46134.830	0.000	3.924	ULB01
	COMBO 2	34417.357	744.296	9044.403	ULB14
	COMBO 3	26027.073	744.296	9045.013	UEB14
	COMBO 4	27533.886	3604.000	52439.233	ULB22

3) 말뚝의 특성치 계산

① 말뚝의 축방향 스프링정수

Ap = Ae = 0.1085 ㎡ ; 말뚝의 환산단면적

a = 0.010 x (L/D) + 0.36 = 0.600

Kv = a x Ap x Ep / L = 217000.000 kN/m ; 말뚝의 축방향 스프링정수

② 말뚝의 축직각방향 스프링정수

: 1/β 가정된 값이 계산된 값과 일치할 때까지 반복 계산

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

α = 1 (평상시), 2 (지진시)

Eo = 1200 x N = 1200 x 10 = 12000 kN/㎡

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

가) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 평상시

가정된 1/β (m)	계산치 1/β (m)	Kh(kN/㎥)
0.500	2.322	27269.26
2.322	2.681	15331.97
2.681	2.718	14526.25
2.718	2.721	14452.92
2.721	2.722	14446.06
2.722	2.722	14445.42
2.722	2.722	14445.36

Kh = 14445.35 kN/㎥

β = 0.367 m-1

βL = 0.367 x 12.0000 = 4.409 ≥ 3 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

나) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 지진시

가정된 1/β (m)	계산치 1/β (m)	Kh(kN/㎥)
0.500	1.952	54538.53
1.952	2.218	32722.73
2.218	2.245	31192.54
2.245	2.248	31052.80
2.248	2.248	31039.74
2.248	2.248	31038.51
2.248	2.248	31038.40

Kh = 31038.39 kN/㎥

β = 0.445 m-1

βL = 0.445 x 12.0000 = 5.338 ≥ 3 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

4) 말뚝의 변위 및 부재력

① 말뚝머리 고정일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	19657.232	34885.956	$4EI\beta^3$	kN/m
K2	26749.559	39210.478	$2EI\beta^2$	kN/rad
K3	26749.559	39210.478	$2EI\beta^2$	kN/rad
K4	72801.594	88142.151	$2EI\beta$	kN.m/rad

나) 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	1100805.0	1953613.6
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{(K_v - K_1)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	-1497975.3	-2195786.8
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	12152000.0	12152000.0
Aya,Aay	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i + K_2\sin\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	103761264.2	104620335.4
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		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)		δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	0.0005596	0.0026616	0.0000691	COMBO 1	0.0000001	0.0037965	0.0000000
COMBO 2	0.0006485	0.0022658	0.0000791	COMBO 2	0.0008107	0.0028322	0.0000989
COMBO 3	0.0006485	0.0022658	0.0000791	COMBO 3	0.0008107	0.0021418	0.0000989
COMBO 4	0.0024663	0.0022658	0.0005530	COMBO 4	0.0024663	0.0022658	0.0005530

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 2.466 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ O.K

다) 말뚝의 작용력과 말뚝머리에서의 반력

▣ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

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

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

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0005596	0.0029639	0.0000691	643.172	9.151	-9.937
	2	0.0005596	0.0028775	0.0000691	624.426	9.151	-9.937
	3	0.0005596	0.0027912	0.0000691	605.681	9.151	-9.937
	4	0.0005596	0.0027048	0.0000691	586.936	9.151	-9.937
	5	0.0005596	0.0026184	0.0000691	568.191	9.151	-9.937
	6	0.0005596	0.0025320	0.0000691	549.446	9.151	-9.937
	7	0.0005596	0.0024456	0.0000691	530.700	9.151	-9.937
	8	0.0005596	0.0023592	0.0000691	511.955	9.151	-9.937
COMBO 2	1	0.0006485	0.0026118	0.0000791	566.768	10.633	-11.590
	2	0.0006485	0.0025130	0.0000791	545.313	10.633	-11.590
	3	0.0006485	0.0024141	0.0000791	523.858	10.633	-11.590
	4	0.0006485	0.0023152	0.0000791	502.404	10.633	-11.590
	5	0.0006485	0.0022164	0.0000791	480.949	10.633	-11.590
	6	0.0006485	0.0021175	0.0000791	459.495	10.633	-11.590
	7	0.0006485	0.0020186	0.0000791	438.040	10.633	-11.590
	8	0.0006485	0.0019197	0.0000791	416.585	10.633	-11.590
COMBO 3	1	0.0006485	0.0026118	0.0000791	566.768	10.633	-11.590
	2	0.0006485	0.0025130	0.0000791	545.313	10.633	-11.590
	3	0.0006485	0.0024141	0.0000791	523.858	10.633	-11.590
	4	0.0006485	0.0023152	0.0000791	502.404	10.633	-11.590
	5	0.0006485	0.0022164	0.0000791	480.949	10.633	-11.590
	6	0.0006485	0.0021175	0.0000791	459.495	10.633	-11.590
	7	0.0006485	0.0020186	0.0000791	438.040	10.633	-11.590
	8	0.0006485	0.0019197	0.0000791	416.585	10.633	-11.590
COMBO 4	1	0.0024663	0.0046852	0.0005530	1016.678	64.357	-47.964
	2	0.0024663	0.0039939	0.0005530	866.678	64.357	-47.964
	3	0.0024663	0.0033027	0.0005530	716.677	64.357	-47.964
	4	0.0024663	0.0026114	0.0005530	566.677	64.357	-47.964
	5	0.0024663	0.0019202	0.0005530	416.676	64.357	-47.964
	6	0.0024663	0.0012289	0.0005530	266.676	64.357	-47.964
	7	0.0024663	0.0005377	0.0005530	116.675	64.357	-47.964
	8	0.0024663	-0.0001536	0.0005530	-33.325	64.357	-47.964

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0000001	0.0037966	0.0000000	823.873	0.000	0.001
	2	0.0000001	0.0037966	0.0000000	823.862	0.000	0.001
	3	0.0000001	0.0037966	0.0000000	823.852	0.000	0.001
	4	0.0000001	0.0037965	0.0000000	823.841	0.000	0.001
	5	0.0000001	0.0037965	0.0000000	823.831	0.000	0.001
	6	0.0000001	0.0037964	0.0000000	823.821	0.000	0.001
	7	0.0000001	0.0037964	0.0000000	823.810	0.000	0.001
	8	0.0000001	0.0037963	0.0000000	823.800	0.000	0.001
COMBO 2	1	0.0008107	0.0032648	0.0000989	708.459	13.291	-14.487
	2	0.0008107	0.0031412	0.0000989	681.641	13.291	-14.487
	3	0.0008107	0.0030176	0.0000989	654.823	13.291	-14.487
	4	0.0008107	0.0028940	0.0000989	628.005	13.291	-14.487
	5	0.0008107	0.0027704	0.0000989	601.187	13.291	-14.487
	6	0.0008107	0.0026469	0.0000989	574.368	13.291	-14.487
	7	0.0008107	0.0025233	0.0000989	547.550	13.291	-14.487
	8	0.0008107	0.0023997	0.0000989	520.732	13.291	-14.487
COMBO 3	1	0.0008107	0.0025744	0.0000989	558.639	13.291	-14.487
	2	0.0008107	0.0024508	0.0000989	531.819	13.291	-14.487
	3	0.0008107	0.0023272	0.0000989	504.999	13.291	-14.487
	4	0.0008107	0.0022036	0.0000989	478.179	13.291	-14.487
	5	0.0008107	0.0020800	0.0000989	451.359	13.291	-14.487
	6	0.0008107	0.0019564	0.0000989	424.539	13.291	-14.487
	7	0.0008107	0.0018328	0.0000989	397.720	13.291	-14.487
	8	0.0008107	0.0017092	0.0000989	370.900	13.291	-14.487
COMBO 4	1	0.0024663	0.0046852	0.0005530	1016.678	64.357	-47.964
	2	0.0024663	0.0039939	0.0005530	866.678	64.357	-47.964
	3	0.0024663	0.0033027	0.0005530	716.677	64.357	-47.964
	4	0.0024663	0.0026114	0.0005530	566.677	64.357	-47.964
	5	0.0024663	0.0019202	0.0005530	416.676	64.357	-47.964
	6	0.0024663	0.0012289	0.0005530	266.676	64.357	-47.964
	7	0.0024663	0.0005377	0.0005530	116.675	64.357	-47.964
	8	0.0024663	-0.0001536	0.0005530	-33.325	64.357	-47.964

▣ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

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

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

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

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	4.375	0	643.172	9.151	-9.937	7
	2	3.125	0	624.426	9.151	-9.937	7
	3	1.875	0	605.681	9.151	-9.937	7
	4	0.625	0	586.936	9.151	-9.937	7
	5	-0.625	0	568.191	9.151	-9.937	7
	6	-1.875	0	549.446	9.151	-9.937	7
	7	-3.125	0	530.700	9.151	-9.937	7
	8	-4.375	0	511.955	9.151	-9.937	7
	계			32343.550	512.445	6332.397	56
COMBO 2	1	4.375	0	566.768	10.633	-11.590	7
	2	3.125	0	545.313	10.633	-11.590	7
	3	1.875	0	523.858	10.633	-11.590	7
	4	0.625	0	502.404	10.633	-11.590	7
	5	-0.625	0	480.949	10.633	-11.590	7
	6	-1.875	0	459.495	10.633	-11.590	7
	7	-3.125	0	438.040	10.633	-11.590	7
	8	-4.375	0	416.585	10.633	-11.590	7
	계			27533.886	595.436	7235.523	56
COMBO 3	1	4.375	0	566.768	10.633	-11.590	7
	2	3.125	0	545.313	10.633	-11.590	7
	3	1.875	0	523.858	10.633	-11.590	7
	4	0.625	0	502.404	10.633	-11.590	7
	5	-0.625	0	480.949	10.633	-11.590	7
	6	-1.875	0	459.495	10.633	-11.590	7
	7	-3.125	0	438.040	10.633	-11.590	7
	8	-4.375	0	416.585	10.633	-11.590	7
	계			27533.886	595.436	7235.523	56
COMBO 4	1	4.375	0	1016.678	64.357	-47.964	7
	2	3.125	0	866.678	64.357	-47.964	7
	3	1.875	0	716.677	64.357	-47.964	7
	4	0.625	0	566.677	64.357	-47.964	7
	5	-0.625	0	416.676	64.357	-47.964	7
	6	-1.875	0	266.676	64.357	-47.964	7
	7	-3.125	0	116.675	64.357	-47.964	7
	8	-4.375	0	-33.325	64.357	-47.964	7
	계			27533.886	3604.000	52439.233	56

- 게수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	4.375	0	823.873	0.000	0.001	7
	2	3.125	0	823.862	0.000	0.001	7
	3	1.875	0	823.852	0.000	0.001	7
	4	0.625	0	823.841	0.000	0.001	7
	5	-0.625	0	823.831	0.000	0.001	7
	6	-1.875	0	823.821	0.000	0.001	7
	7	-3.125	0	823.810	0.000	0.001	7
	8	-4.375	0	823.800	0.000	0.001	7
	계			46134.830	0.000	3.924	56
COMBO 2	1	4.375	0	708.459	13.291	-14.487	7
	2	3.125	0	681.641	13.291	-14.487	7
	3	1.875	0	654.823	13.291	-14.487	7
	4	0.625	0	628.005	13.291	-14.487	7
	5	-0.625	0	601.187	13.291	-14.487	7
	6	-1.875	0	574.368	13.291	-14.487	7
	7	-3.125	0	547.550	13.291	-14.487	7
	8	-4.375	0	520.732	13.291	-14.487	7
	계			34417.357	744.296	9044.403	56
COMBO 3	1	4.375	0	558.639	13.291	-14.487	7
	2	3.125	0	531.819	13.291	-14.487	7
	3	1.875	0	504.999	13.291	-14.487	7
	4	0.625	0	478.179	13.291	-14.487	7
	5	-0.625	0	451.359	13.291	-14.487	7
	6	-1.875	0	424.539	13.291	-14.487	7
	7	-3.125	0	397.720	13.291	-14.487	7
	8	-4.375	0	370.900	13.291	-14.487	7
	계			26027.073	744.296	9045.013	56
COMBO 4	1	4.375	0	1016.678	64.357	-47.964	7
	2	3.125	0	866.678	64.357	-47.964	7
	3	1.875	0	716.677	64.357	-47.964	7
	4	0.625	0	566.677	64.357	-47.964	7
	5	-0.625	0	416.676	64.357	-47.964	7
	6	-1.875	0	266.676	64.357	-47.964	7
	7	-3.125	0	116.675	64.357	-47.964	7
	8	-4.375	0	-33.325	64.357	-47.964	7
	계			27533.886	3604.000	52439.233	56

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : SVB16

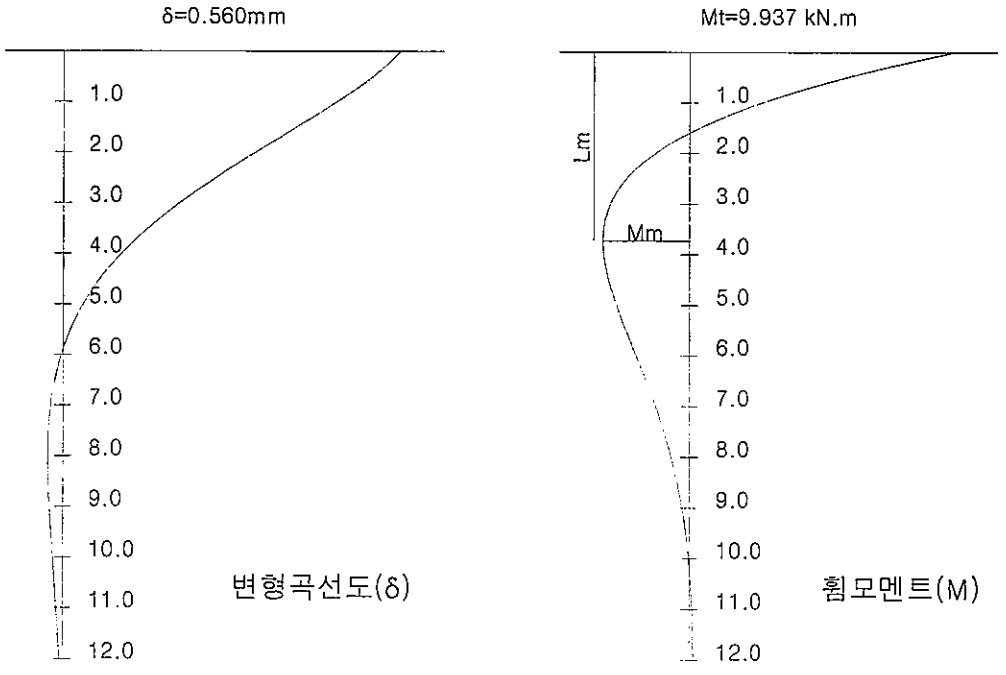
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -3.223 kN.m, 3.733 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.560 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.560 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	9.937	-9.151	0.560	
0.800	3.856	-6.129	0.479	
1.600	-0.018	-3.660	0.373	
2.400	-2.168	-1.818	0.266	
3.200	-3.083	-0.560	0.172	
4.000	-3.194	0.211	0.098	
4.800	-2.845	0.612	0.044	
5.600	-2.284	0.756	0.009	
6.400	-1.678	0.738	-0.012	
7.200	-1.126	0.634	-0.022	
8.000	-0.674	0.494	-0.025	
8.800	-0.336	0.353	-0.023	
9.600	-0.105	0.229	-0.019	
10.400	0.037	0.130	-0.015	
11.200	0.111	0.059	-0.010	
12.000	0.138	0.012	-0.006	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 2 : SVB14

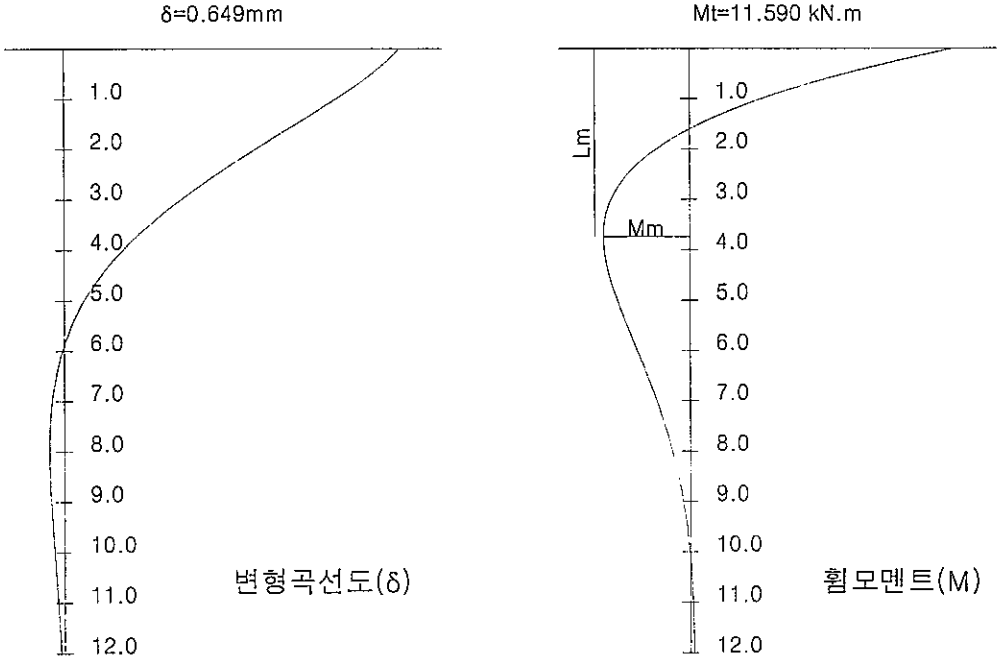
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -3.732 kN.m, 3.741 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.649 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.649 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	11.590	-10.633	0.649	
0.800	4.522	-7.128	0.556	
1.600	0.013	-4.263	0.433	
2.400	-2.494	-2.122	0.309	
3.200	-3.565	-0.660	0.200	
4.000	-3.701	0.237	0.114	
4.800	-3.299	0.705	0.052	
5.600	-2.652	0.874	0.010	
6.400	-1.950	0.856	-0.014	
7.200	-1.309	0.735	-0.026	
8.000	-0.785	0.573	-0.029	
8.800	-0.392	0.410	-0.027	
9.600	-0.124	0.266	-0.022	
10.400	0.041	0.152	-0.017	
11.200	0.128	0.069	-0.012	
12.000	0.159	0.014	-0.007	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 3 : SVB14

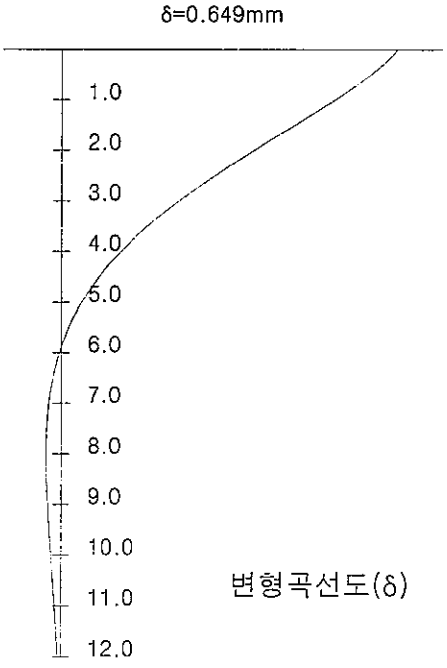
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

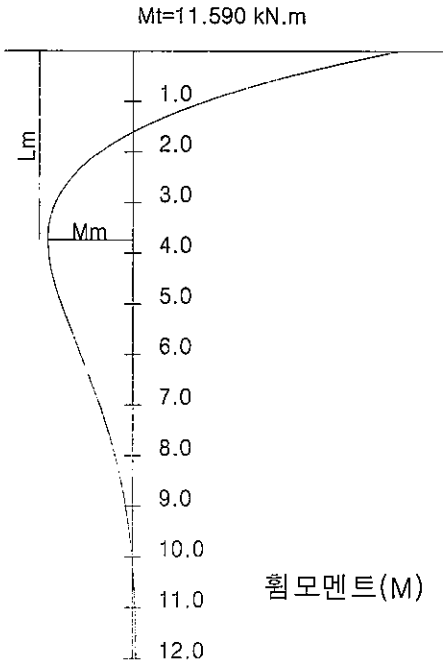
- 최대모멘트 및 깊이 : -3.732 kN.m, 3.741 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.649 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.649 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	11.590	-10.633	0.649	
0.800	4.522	-7.128	0.556	
1.600	0.013	-4.263	0.433	
2.400	-2.494	-2.122	0.309	
3.200	-3.565	-0.660	0.200	
4.000	-3.701	0.237	0.114	
4.800	-3.299	0.705	0.052	
5.600	-2.652	0.874	0.010	
6.400	-1.950	0.856	-0.014	
7.200	-1.309	0.735	-0.026	
8.000	-0.785	0.573	-0.029	
8.800	-0.392	0.410	-0.027	
9.600	-0.124	0.266	-0.022	
10.400	0.041	0.152	-0.017	
11.200	0.128	0.069	-0.012	
12.000	0.159	0.014	-0.007	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉲ COMBO 4 : SVB22

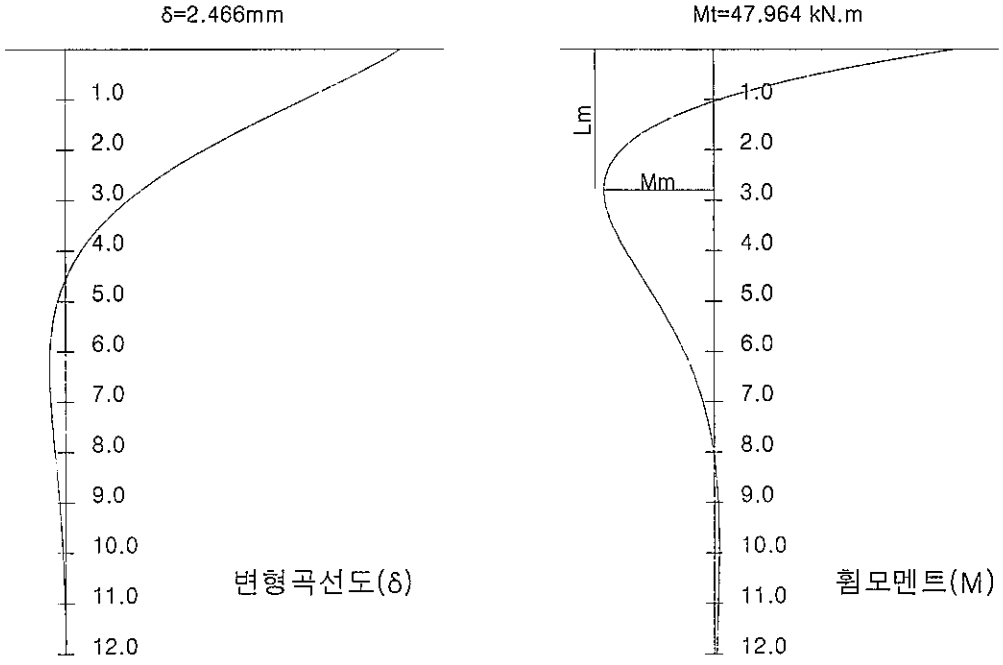
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -21.961 kN.m, 2.801 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.466 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.466 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	47.964	-64.357	2.466	
0.800	7.891	-36.968	1.918	
1.600	-13.176	-16.966	1.309	
2.400	-21.177	-4.138	0.777	
3.200	-21.346	2.892	0.379	
4.000	-17.640	5.829	0.116	
4.800	-12.691	6.236	-0.034	
5.600	-8.010	5.329	-0.101	
6.400	-4.291	3.938	-0.116	
7.200	-1.705	2.557	-0.103	
8.000	-0.133	1.425	-0.078	
8.800	0.662	0.617	-0.052	
9.600	0.935	0.111	-0.030	
10.400	0.903	-0.157	-0.014	
11.200	0.727	-0.261	-0.004	
12.000	0.512	-0.266	0.002	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 2 : ULS14

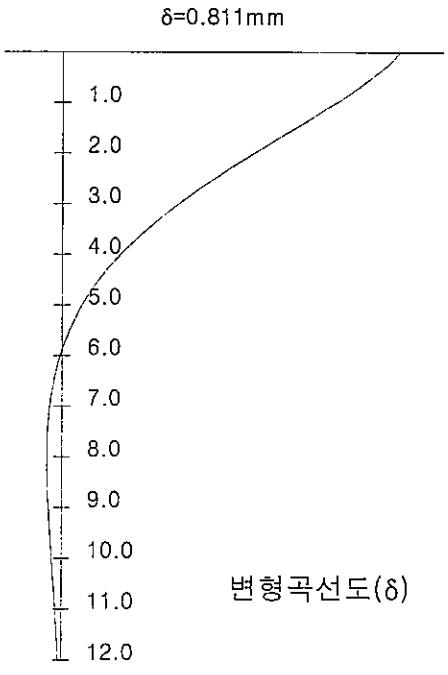
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

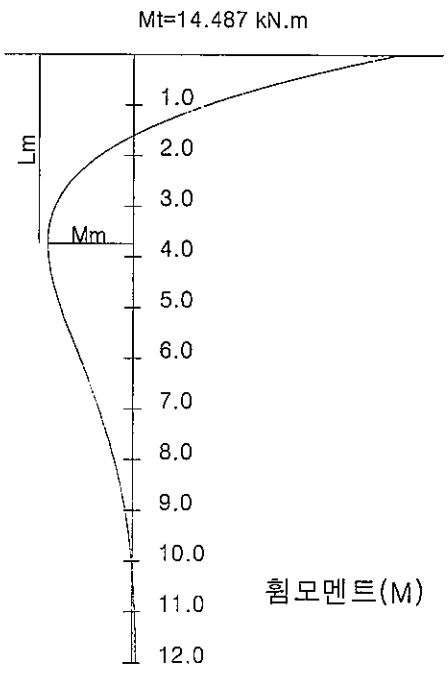
- 최대모멘트 및 깊이 : -4.666 kN.m, 3.741 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.811 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.811 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	14.487	-13.291	0.811	
0.800	5.652	-8.910	0.695	
1.600	0.016	-5.329	0.542	
2.400	-3.117	-2.653	0.386	
3.200	-4.456	-0.825	0.251	
4.000	-4.626	0.297	0.143	
4.800	-4.124	0.882	0.064	
5.600	-3.315	1.093	0.013	
6.400	-2.438	1.070	-0.018	
7.200	-1.637	0.919	-0.032	
8.000	-0.981	0.717	-0.036	
8.800	-0.490	0.512	-0.034	
9.600	-0.155	0.333	-0.028	
10.400	0.052	0.190	-0.021	
11.200	0.160	0.086	-0.015	
12.000	0.199	0.018	-0.009	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉯ COMBO 3 : UEB14

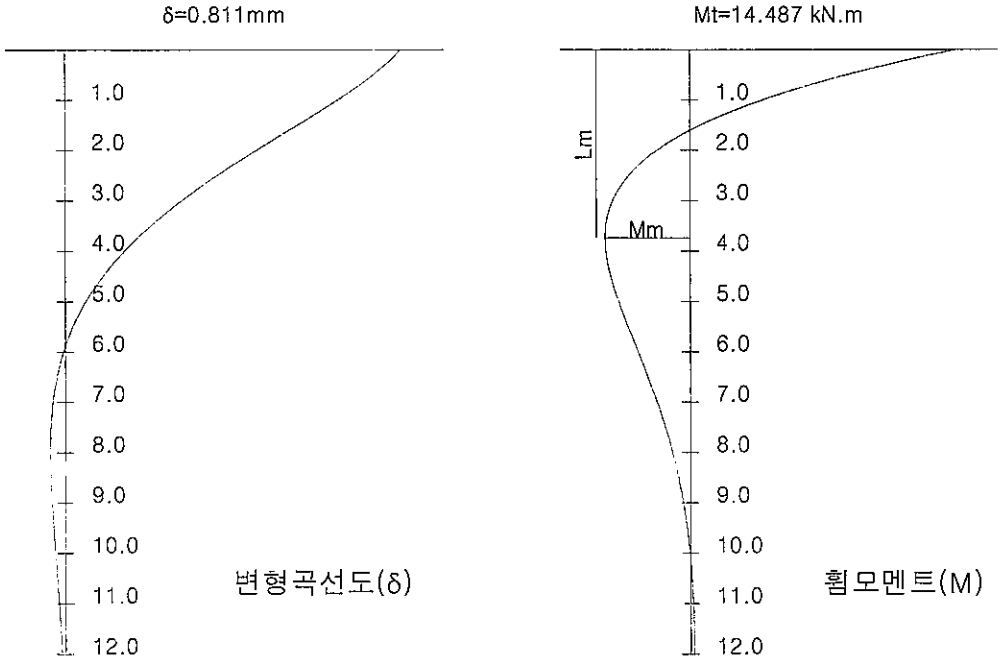
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -4.666 kN.m, 3.740 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.811 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.811 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	14.487	-13.291	0.811	
0.800	5.652	-8.910	0.695	
1.600	0.016	-5.329	0.542	
2.400	-3.117	-2.653	0.386	
3.200	-4.456	-0.825	0.251	
4.000	-4.626	0.297	0.143	
4.800	-4.124	0.882	0.064	
5.600	-3.315	1.093	0.013	
6.400	-2.438	1.070	-0.018	
7.200	-1.637	0.919	-0.032	
8.000	-0.981	0.717	-0.036	
8.800	-0.490	0.512	-0.034	
9.600	-0.155	0.333	-0.028	
10.400	0.052	0.190	-0.021	
11.200	0.160	0.086	-0.015	
12.000	0.199	0.018	-0.009	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉡ COMBO 4 : ULB22

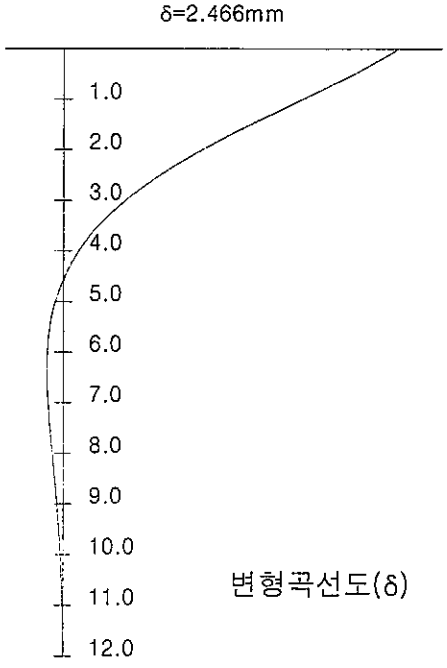
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

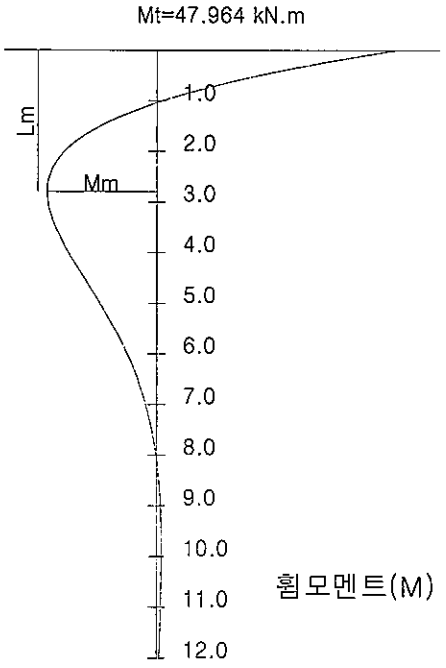
- 최대모멘트 및 깊이 : -21.961 kN.m, 2.801 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.466 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.466 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	47.964	-64.357	2.466	
0.800	7.891	-36.968	1.918	
1.600	-13.176	-16.966	1.309	
2.400	-21.177	-4.138	0.777	
3.200	-21.346	2.892	0.379	
4.000	-17.640	5.829	0.116	
4.800	-12.691	6.236	-0.034	
5.600	-8.010	5.329	-0.101	
6.400	-4.291	3.938	-0.116	
7.200	-1.705	2.557	-0.103	
8.000	-0.133	1.425	-0.078	
8.800	0.662	0.617	-0.052	
9.600	0.935	0.111	-0.030	
10.400	0.903	-0.157	-0.014	
11.200	0.727	-0.261	-0.004	
12.000	0.512	-0.266	0.002	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





② 말뚝머리 힌지일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	9828.616	17442.978	$2EI\beta^3$	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

말뚝원정에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	550402.5	976806.8
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{(K_v - K_1)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	12152000.0	12152000.0
Aya,Aay	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i + K_2\sin\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	99684375.0	99684375.0
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		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)		δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	0.0009310	0.0026616	0.0000635	COMBO 1	0.0000000	0.0037965	0.0000000
COMBO 2	0.0010818	0.0022658	0.0000726	COMBO 2	0.0013523	0.0028322	0.0000907
COMBO 3	0.0010818	0.0022658	0.0000726	COMBO 3	0.0013523	0.0021418	0.0000907
COMBO 4	0.0036896	0.0022658	0.0005261	COMBO 4	0.0036896	0.0022658	0.0005261

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 3.690 ㎜ ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 ㎜ ∴ O.K

다) 말뚝의 작용력과 말뚝머리에서의 반력

▣ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

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

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

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0009310	0.0029395	0.0000635	637.872	9.151	0.000
	2	0.0009310	0.0028601	0.0000635	620.641	9.151	0.000
	3	0.0009310	0.0027807	0.0000635	603.410	9.151	0.000
	4	0.0009310	0.0027013	0.0000635	586.179	9.151	0.000
	5	0.0009310	0.0026219	0.0000635	568.948	9.151	0.000
	6	0.0009310	0.0025425	0.0000635	551.717	9.151	0.000
	7	0.0009310	0.0024631	0.0000635	534.486	9.151	0.000
	8	0.0009310	0.0023837	0.0000635	517.255	9.151	0.000
COMBO 2	1	0.0010818	0.0025833	0.0000726	560.586	10.633	0.000
	2	0.0010818	0.0024926	0.0000726	540.898	10.633	0.000
	3	0.0010818	0.0024019	0.0000726	521.209	10.633	0.000
	4	0.0010818	0.0023112	0.0000726	501.521	10.633	0.000
	5	0.0010818	0.0022204	0.0000726	481.832	10.633	0.000
	6	0.0010818	0.0021297	0.0000726	462.144	10.633	0.000
	7	0.0010818	0.0020390	0.0000726	442.455	10.633	0.000
	8	0.0010818	0.0019482	0.0000726	422.767	10.633	0.000
COMBO 3	1	0.0010818	0.0025833	0.0000726	560.586	10.633	0.000
	2	0.0010818	0.0024926	0.0000726	540.898	10.633	0.000
	3	0.0010818	0.0024019	0.0000726	521.209	10.633	0.000
	4	0.0010818	0.0023112	0.0000726	501.521	10.633	0.000
	5	0.0010818	0.0022204	0.0000726	481.832	10.633	0.000
	6	0.0010818	0.0021297	0.0000726	462.144	10.633	0.000
	7	0.0010818	0.0020390	0.0000726	442.455	10.633	0.000
	8	0.0010818	0.0019482	0.0000726	422.767	10.633	0.000
COMBO 4	1	0.0036896	0.0045673	0.0005261	991.098	64.357	0.000
	2	0.0036896	0.0039097	0.0005261	848.406	64.357	0.000
	3	0.0036896	0.0032521	0.0005261	705.714	64.357	0.000
	4	0.0036896	0.0025946	0.0005261	563.022	64.357	0.000
	5	0.0036896	0.0019370	0.0005261	420.331	64.357	0.000
	6	0.0036896	0.0012794	0.0005261	277.639	64.357	0.000
	7	0.0036896	0.0006219	0.0005261	134.947	64.357	0.000
	8	0.0036896	-0.0000357	0.0005261	-7.745	64.357	0.000

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0000000	0.0037967	0.0000000	823.874	0.000	0.000
	2	0.0000000	0.0037966	0.0000000	823.863	0.000	0.000
	3	0.0000000	0.0037966	0.0000000	823.852	0.000	0.000
	4	0.0000000	0.0037965	0.0000000	823.842	0.000	0.000
	5	0.0000000	0.0037965	0.0000000	823.831	0.000	0.000
	6	0.0000000	0.0037964	0.0000000	823.820	0.000	0.000
	7	0.0000000	0.0037964	0.0000000	823.810	0.000	0.000
	8	0.0000000	0.0037963	0.0000000	823.799	0.000	0.000
COMBO 2	1	0.0013523	0.0032292	0.0000907	700.733	13.291	0.000
	2	0.0013523	0.0031158	0.0000907	676.122	13.291	0.000
	3	0.0013523	0.0030024	0.0000907	651.512	13.291	0.000
	4	0.0013523	0.0028889	0.0000907	626.901	13.291	0.000
	5	0.0013523	0.0027755	0.0000907	602.290	13.291	0.000
	6	0.0013523	0.0026621	0.0000907	577.680	13.291	0.000
	7	0.0013523	0.0025487	0.0000907	553.069	13.291	0.000
	8	0.0013523	0.0024353	0.0000907	528.458	13.291	0.000
COMBO 3	1	0.0013523	0.0025388	0.0000907	550.912	13.291	0.000
	2	0.0013523	0.0024253	0.0000907	526.300	13.291	0.000
	3	0.0013523	0.0023119	0.0000907	501.688	13.291	0.000
	4	0.0013523	0.0021985	0.0000907	477.075	13.291	0.000
	5	0.0013523	0.0020851	0.0000907	452.463	13.291	0.000
	6	0.0013523	0.0019717	0.0000907	427.851	13.291	0.000
	7	0.0013523	0.0018582	0.0000907	403.238	13.291	0.000
	8	0.0013523	0.0017448	0.0000907	378.626	13.291	0.000
COMBO 4	1	0.0036896	0.0045673	0.0005261	991.098	64.357	0.000
	2	0.0036896	0.0039097	0.0005261	848.406	64.357	0.000
	3	0.0036896	0.0032521	0.0005261	705.714	64.357	0.000
	4	0.0036896	0.0025946	0.0005261	563.022	64.357	0.000
	5	0.0036896	0.0019370	0.0005261	420.331	64.357	0.000
	6	0.0036896	0.0012794	0.0005261	277.639	64.357	0.000
	7	0.0036896	0.0006219	0.0005261	134.947	64.357	0.000
	8	0.0036896	-0.0000357	0.0005261	-7.745	64.357	0.000

▣ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

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

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

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

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	4.375	0	637.872	9.151	0.000	7
	2	3.125	0	620.641	9.151	0.000	7
	3	1.875	0	603.410	9.151	0.000	7
	4	0.625	0	586.179	9.151	0.000	7
	5	-0.625	0	568.948	9.151	0.000	7
	6	-1.875	0	551.717	9.151	0.000	7
	7	-3.125	0	534.486	9.151	0.000	7
	8	-4.375	0	517.255	9.151	0.000	7
	계			32343.550	512.445	0.000	56
COMBO 2	1	4.375	0	560.586	10.633	0.000	7
	2	3.125	0	540.898	10.633	0.000	7
	3	1.875	0	521.209	10.633	0.000	7
	4	0.625	0	501.521	10.633	0.000	7
	5	-0.625	0	481.832	10.633	0.000	7
	6	-1.875	0	462.144	10.633	0.000	7
	7	-3.125	0	442.455	10.633	0.000	7
	8	-4.375	0	422.767	10.633	0.000	7
	계			27533.886	595.436	0.000	56
COMBO 3	1	4.375	0	560.586	10.633	0.000	7
	2	3.125	0	540.898	10.633	0.000	7
	3	1.875	0	521.209	10.633	0.000	7
	4	0.625	0	501.521	10.633	0.000	7
	5	-0.625	0	481.832	10.633	0.000	7
	6	-1.875	0	462.144	10.633	0.000	7
	7	-3.125	0	442.455	10.633	0.000	7
	8	-4.375	0	422.767	10.633	0.000	7
	계			27533.886	595.436	0.000	56
COMBO 4	1	4.375	0	991.098	64.357	0.000	7
	2	3.125	0	848.406	64.357	0.000	7
	3	1.875	0	705.714	64.357	0.000	7
	4	0.625	0	563.022	64.357	0.000	7
	5	-0.625	0	420.331	64.357	0.000	7
	6	-1.875	0	277.639	64.357	0.000	7
	7	-3.125	0	134.947	64.357	0.000	7
	8	-4.375	0	-7.745	64.357	0.000	7
	계			27533.886	3604.000	0.000	56

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	4.375	0	823.874	0.000	0.000	7
	2	3.125	0	823.863	0.000	0.000	7
	3	1.875	0	823.852	0.000	0.000	7
	4	0.625	0	823.842	0.000	0.000	7
	5	-0.625	0	823.831	0.000	0.000	7
	6	-1.875	0	823.820	0.000	0.000	7
	7	-3.125	0	823.810	0.000	0.000	7
	8	-4.375	0	823.799	0.000	0.000	7
	계			46134.830	0.000	0.000	56
COMBO 2	1	4.375	0	700.733	13.291	0.000	7
	2	3.125	0	676.122	13.291	0.000	7
	3	1.875	0	651.512	13.291	0.000	7
	4	0.625	0	626.901	13.291	0.000	7
	5	-0.625	0	602.290	13.291	0.000	7
	6	-1.875	0	577.680	13.291	0.000	7
	7	-3.125	0	553.069	13.291	0.000	7
	8	-4.375	0	528.458	13.291	0.000	7
	계			34417.357	744.296	0.000	56
COMBO 3	1	4.375	0	550.912	13.291	0.000	7
	2	3.125	0	526.300	13.291	0.000	7
	3	1.875	0	501.688	13.291	0.000	7
	4	0.625	0	477.075	13.291	0.000	7
	5	-0.625	0	452.463	13.291	0.000	7
	6	-1.875	0	427.851	13.291	0.000	7
	7	-3.125	0	403.238	13.291	0.000	7
	8	-4.375	0	378.626	13.291	0.000	7
	계			26027.073	744.296	0.000	56
COMBO 4	1	4.375	0	991.098	64.357	0.000	7
	2	3.125	0	848.406	64.357	0.000	7
	3	1.875	0	705.714	64.357	0.000	7
	4	0.625	0	563.022	64.357	0.000	7
	5	-0.625	0	420.331	64.357	0.000	7
	6	-1.875	0	277.639	64.357	0.000	7
	7	-3.125	0	134.947	64.357	0.000	7
	8	-4.375	0	-7.745	64.357	0.000	7
	계			27533.886	3604.000	0.000	56

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : SVB16

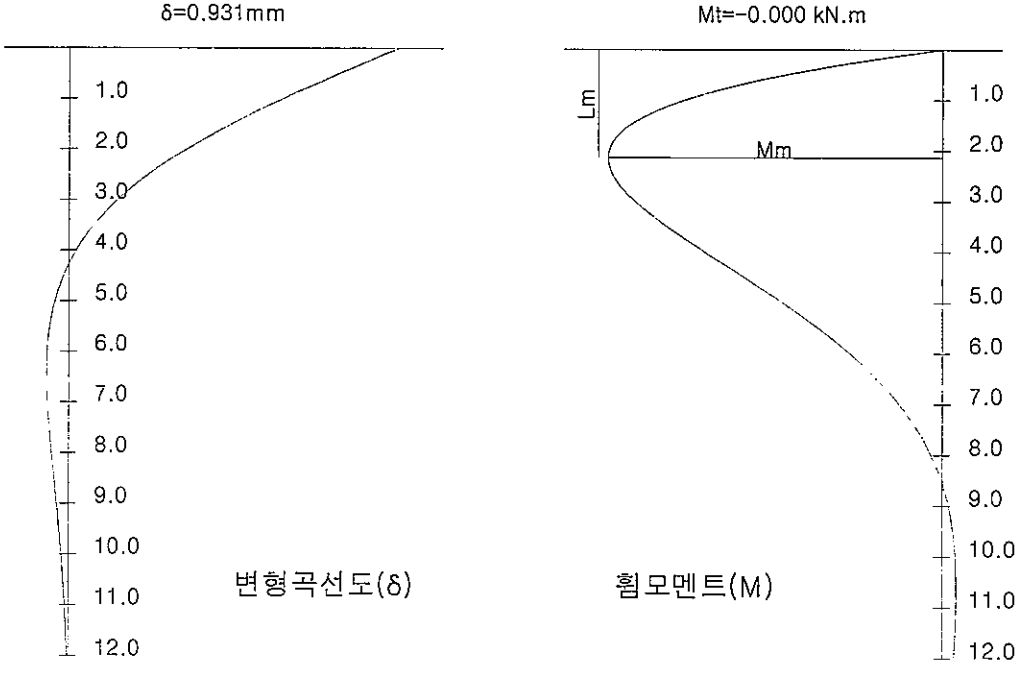
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -8.029 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.931 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.931 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-9.151	0.931	
0.800	-5.378	-4.552	0.664	
1.600	-7.673	-1.411	0.430	
2.400	-7.959	0.516	0.245	
3.200	-7.093	1.520	0.111	
4.000	-5.699	1.881	0.022	
4.800	-4.190	1.840	-0.031	
5.600	-2.812	1.580	-0.056	
6.400	-1.685	1.232	-0.062	
7.200	-0.841	0.880	-0.058	
8.000	-0.264	0.571	-0.048	
8.800	0.090	0.326	-0.037	
9.600	0.275	0.148	-0.025	
10.400	0.343	0.030	-0.016	
11.200	0.336	-0.040	-0.009	
12.000	0.289	-0.073	-0.003	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 2 : SVB14

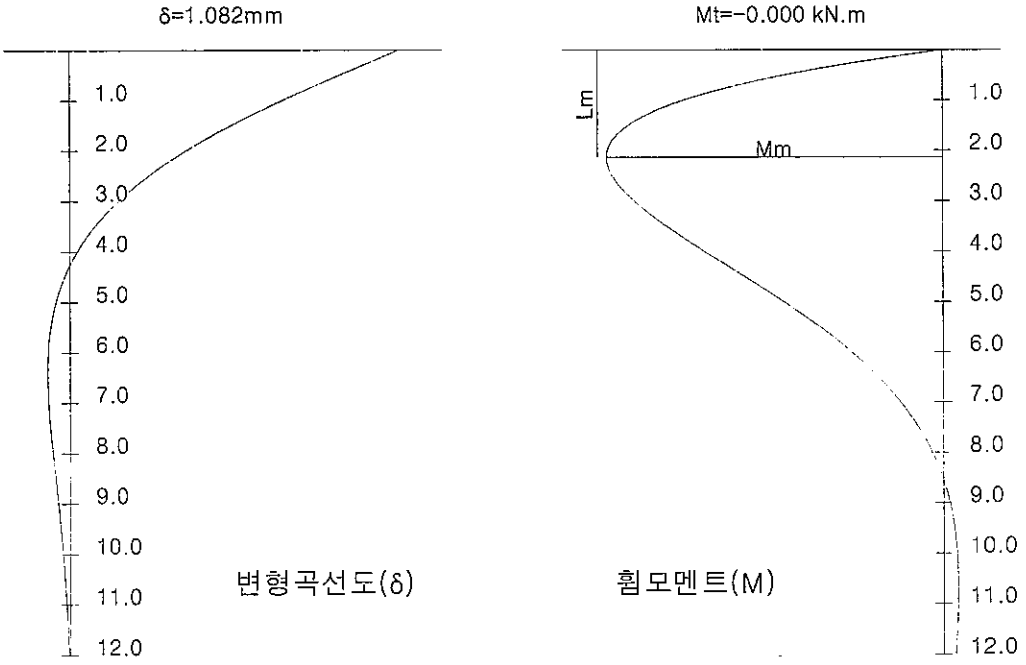
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -9.330 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.082 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.082 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-10.633	1.082	
0.800	-6.249	-5.289	0.772	
1.600	-8.915	-1.639	0.500	
2.400	-9.248	0.599	0.285	
3.200	-8.242	1.766	0.128	
4.000	-6.622	2.186	0.025	
4.800	-4.868	2.138	-0.036	
5.600	-3.268	1.836	-0.065	
6.400	-1.957	1.432	-0.073	
7.200	-0.978	1.023	-0.068	
8.000	-0.307	0.664	-0.056	
8.800	0.105	0.379	-0.042	
9.600	0.320	0.172	-0.029	
10.400	0.398	0.035	-0.018	
11.200	0.391	-0.046	-0.010	
12.000	0.336	-0.085	-0.004	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 3 : SVB14

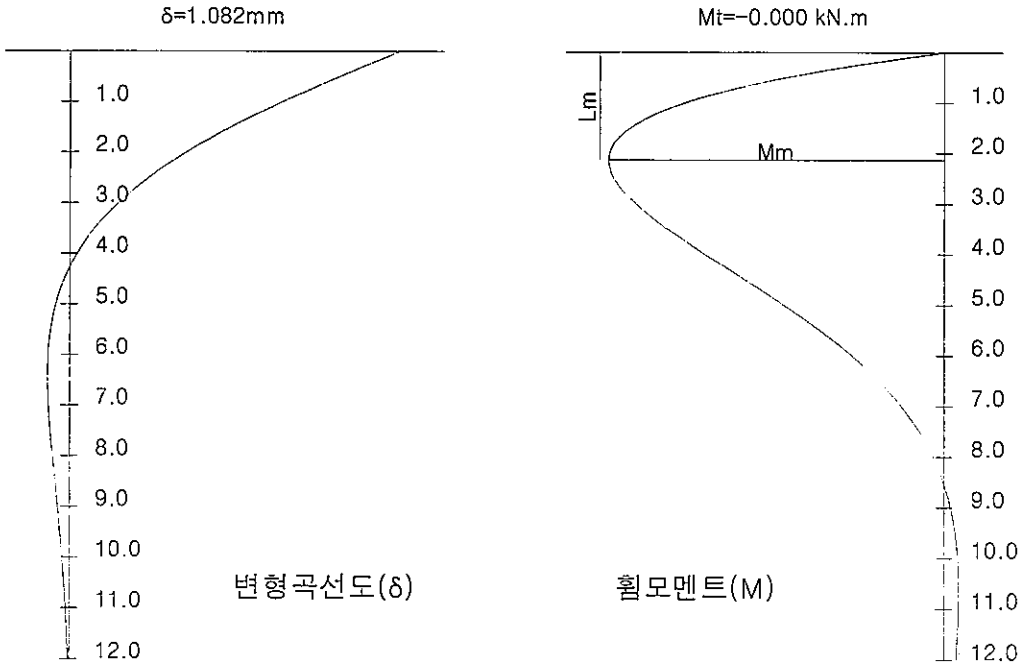
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -9.330 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.082 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.082 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-10.633	1.082	
0.800	-6.249	-5.289	0.772	
1.600	-8.915	-1.639	0.500	
2.400	-9.248	0.599	0.285	
3.200	-8.242	1.766	0.128	
4.000	-6.622	2.186	0.025	
4.800	-4.868	2.138	-0.036	
5.600	-3.268	1.836	-0.065	
6.400	-1.957	1.432	-0.073	
7.200	-0.978	1.023	-0.068	
8.000	-0.307	0.664	-0.056	
8.800	0.105	0.379	-0.042	
9.600	0.320	0.172	-0.029	
10.400	0.398	0.035	-0.018	
11.200	0.391	-0.046	-0.010	
12.000	0.336	-0.085	-0.004	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉲ COMBO 4 : SVB22

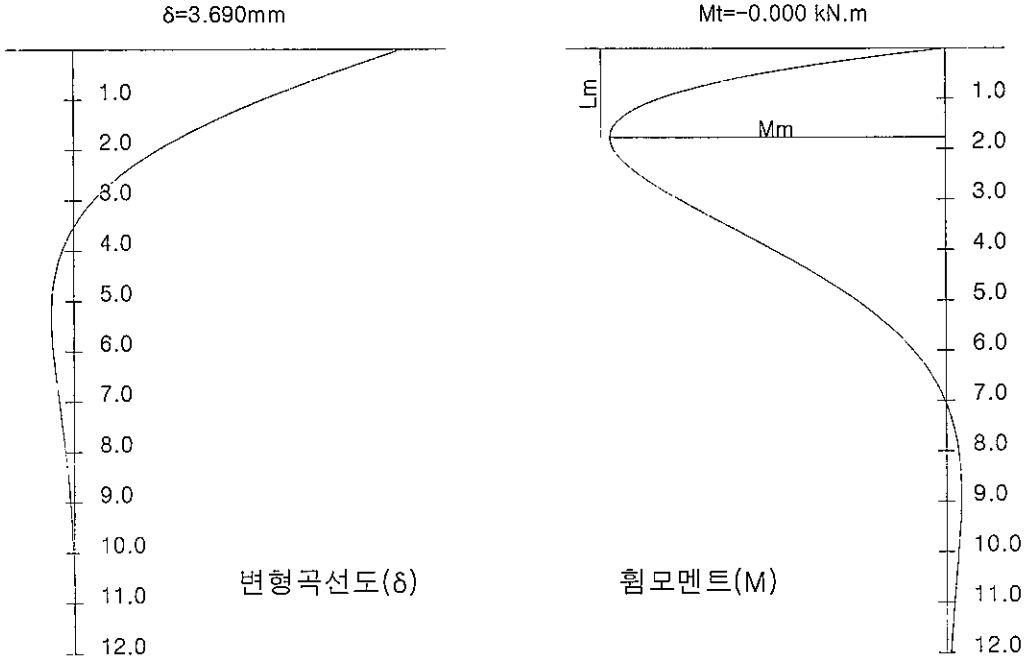
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -46.641 kN.m, 1.766 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.690 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.690 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-64.357	3.690	
0.800	-35.312	-26.552	2.423	
1.600	-46.376	-3.286	1.371	
2.400	-43.575	8.716	0.612	
3.200	-34.468	13.059	0.130	
4.000	-23.882	12.873	-0.129	
4.800	-14.448	10.497	-0.233	
5.600	-7.254	7.468	-0.243	
6.400	-2.436	4.657	-0.205	
7.200	0.361	2.450	-0.150	
8.000	1.669	0.933	-0.096	
8.800	2.015	0.022	-0.053	
9.600	1.827	-0.428	-0.022	
10.400	1.411	-0.574	-0.003	
11.200	0.956	-0.543	0.007	
12.000	0.563	-0.432	0.010	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 2 : ULB14

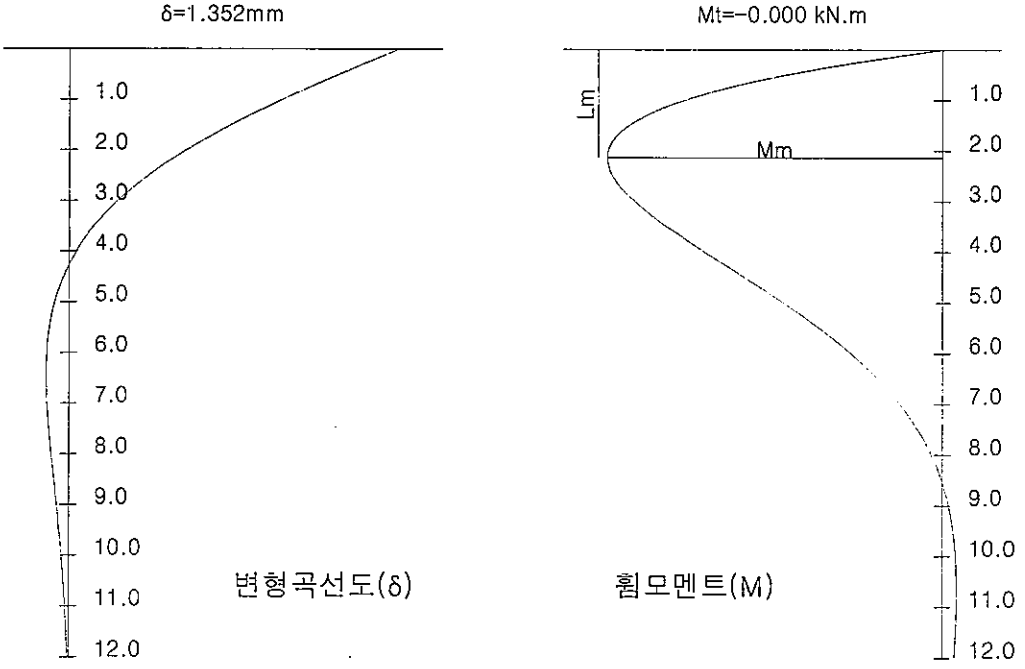
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -11.662 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.352 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.352 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-13.291	1.352	
0.800	-7.811	-6.611	0.965	
1.600	-11.144	-2.049	0.625	
2.400	-11.560	0.749	0.356	
3.200	-10.303	2.207	0.161	
4.000	-8.277	2.733	0.031	
4.800	-6.086	2.673	-0.044	
5.600	-4.084	2.295	-0.081	
6.400	-2.447	1.790	-0.091	
7.200	-1.222	1.279	-0.084	
8.000	-0.384	0.830	-0.070	
8.800	0.131	0.474	-0.053	
9.600	0.400	0.215	-0.037	
10.400	0.498	0.043	-0.023	
11.200	0.488	-0.057	-0.012	
12.000	0.420	-0.106	-0.005	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 3 : UEB14

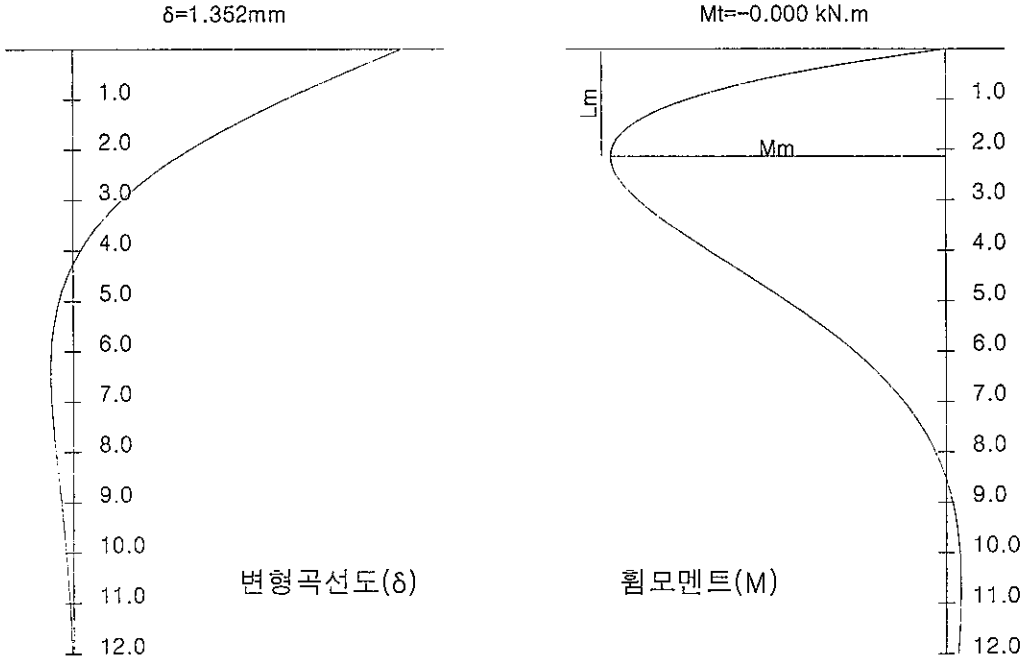
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -11.662 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.352 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.352 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-13.291	1.352	
0.800	-7.811	-6.611	0.965	
1.600	-11.144	-2.049	0.625	
2.400	-11.560	0.749	0.356	
3.200	-10.303	2.207	0.161	
4.000	-8.277	2.733	0.031	
4.800	-6.086	2.673	-0.044	
5.600	-4.084	2.295	-0.081	
6.400	-2.447	1.790	-0.091	
7.200	-1.222	1.279	-0.084	
8.000	-0.384	0.830	-0.070	
8.800	0.131	0.474	-0.053	
9.600	0.400	0.215	-0.037	
10.400	0.498	0.043	-0.023	
11.200	0.488	-0.057	-0.012	
12.000	0.420	-0.106	-0.005	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 4 : ULB22

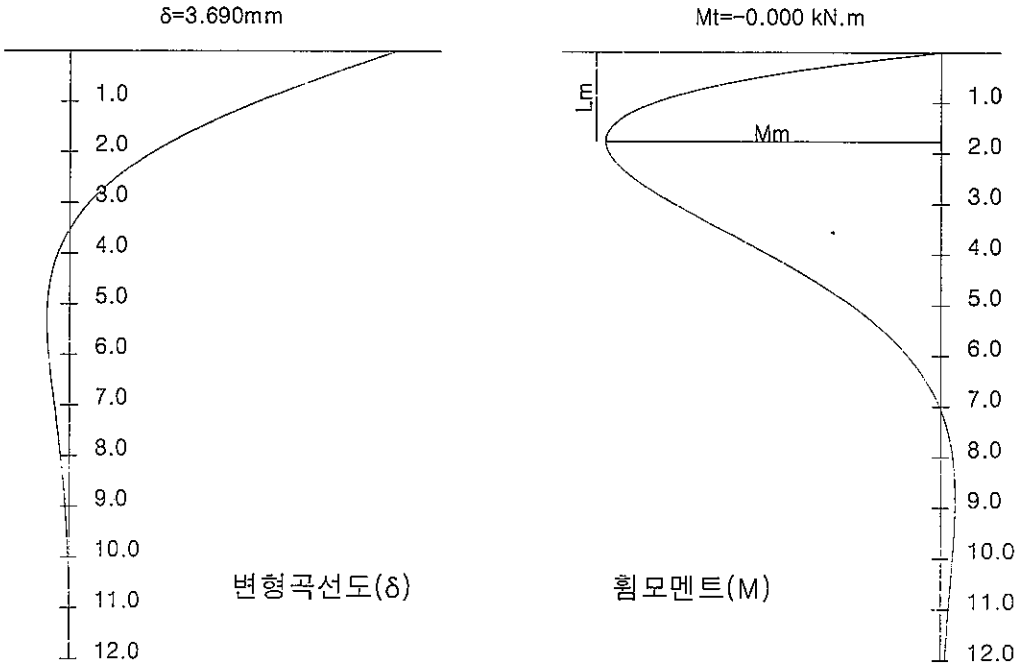
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -46.641 kN.m, 1.766 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.690 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.690 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-64.357	3.690	
0.800	-35.312	-26.552	2.423	
1.600	-46.376	-3.286	1.371	
2.400	-43.575	8.716	0.612	
3.200	-34.468	13.059	0.130	
4.000	-23.882	12.873	-0.129	
4.800	-14.448	10.497	-0.233	
5.600	-7.254	7.468	-0.243	
6.400	-2.436	4.657	-0.205	
7.200	0.361	2.450	-0.150	
8.000	1.669	0.933	-0.096	
8.800	2.015	0.022	-0.053	
9.600	1.827	-0.428	-0.022	
10.400	1.411	-0.574	-0.003	
11.200	0.956	-0.543	0.007	
12.000	0.563	-0.432	0.010	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



5) 말뚝의 안정성 검토

① 말뚝의 허용지지력 검토

가) 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 마찰지지 말뚝

Ra = r/n x (Ru - Ws) + Ws - W

Ra1 = 1442.000 kN (평상시) : 『별첨자료』 참조

Ra2 = 2163.000 kN (지진시) : 『별첨자료』 참조

말뚝의 주면장 U = π x 0.500 = 1.571 ㎡

U	N-치	토질분류	토층심도	f(kN/㎡)	주면마찰력(U*f*L)
1.571	10.000	사질토	10.884	20.000	341.931
1.571	50.000	사질토	1.116	100.000	175.302
계	-	-	-	-	517.234

N≤2 의 지반에는 주면 마찰력을 고려하지 않는다.

나) 말뚝의 허용 수평변위 검토

평상시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 1.0818 mm 0.K

지진시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 3.6896 mm 0.K

다) 말뚝의 허용인발력

Pa = 1/n x Pu + W ; Pu : 주면마찰력(kN), W : 수중말뚝의 중량

W = π x (0.500² - 0.340²)/ 4 x (25.00-10.00) x 12.000

= 19.000 kN

Pa1 = 1/3.0 x 517.234 + 19.000 = 191.412 kN (평상시)

Pa2 = 1/2.0 x 517.234 + 19.000 = 277.617 kN (지진시)

라) 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	643.172	511.955	1442.000	191.412	O.K
	HINGE	637.872	517.255	1442.000	191.412	O.K
COMBO 2	FIX	566.768	416.585	1442.000	191.412	O.K
	HINGE	560.586	422.767	1442.000	191.412	O.K
COMBO 3	FIX	566.768	416.585	1442.000	191.412	O.K
	HINGE	560.586	422.767	1442.000	191.412	O.K
COMBO 4	FIX	1016.678	-33.325	2163.000	277.617	O.K
	HINGE	991.098	-7.745	2163.000	277.617	O.K

② 말뚝의 응력 검토

가) 말뚝의 이음과 장경비에 따른 허용응력의 감소율 검토

: 『도로교설계기준 해설(하부구조편)』 P223 참조

사용 PILE 본당 길이 : 15.00 m / 본

PILE 길이 : 12.10 m

이음개소수 : 0 개소

말뚝이음에 의한 허용응력 감소율 : 0.00%

장경비 (L/D) = 12.00/0.500 = 24.000 < 85 이므로 장경비에 따른 감소 없음.

따라서 허용응력의 총 감소율은 0.00% 적용

나) 말뚝의 휨응력 검토

허용 휨압축응력 fca = 28.000 MPa (평상시)

= 42.000 MPa (지진시)

허용 휨인장응력 fta = 0.000 MPa (평상시)

= -5.000 MPa (지진시)

f = fce ± M/Ze + V/Ae

= 4.104 ± M / 9906000.0 + V / 108500.0

구 분		V(kN)	M(kN.m)	fc	fca	ft	fta	비 고
COMBO 1	FIX	643.172	9.937	11.035	28.00	9.029	0.00	O.K
	HINGE	637.872	8.029	10.794	28.00	9.172	0.00	O.K
COMBO 2	FIX	566.768	11.590	10.498	28.00	8.158	0.00	O.K
	HINGE	560.586	9.330	10.213	28.00	8.329	0.00	O.K
COMBO 3	FIX	566.768	11.590	10.498	28.00	8.158	0.00	O.K
	HINGE	560.586	9.330	10.213	28.00	8.329	0.00	O.K
COMBO 4	FIX	1016.678	47.964	18.316	42.00	8.632	-5.00	O.K
	HINGE	991.098	46.641	17.947	42.00	8.530	-5.00	O.K

다) 말뚝의 전단응력 검토

τsa = 0.850 MPa (평상시)

= 1.250 MPa (지진시)

τ = α x Ho / Ap

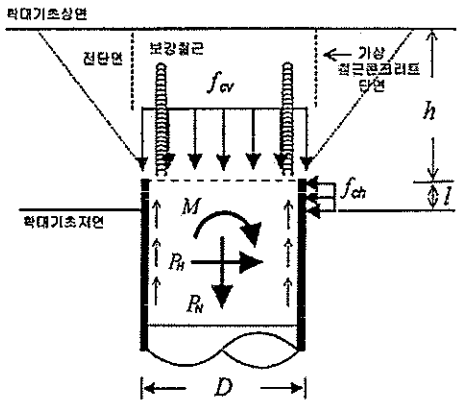
α = $4 \times (D^2 + D \times d + d^2) / (3 \times (D^2 + d^2))$

= $4 \times (500.0^2 + 500.0 \times 340.0 + 340.0^2) / (3 \times (500.0^2 + 340.0^2))$

= 1.953 : 전단형상계수

구 분		H(kN)	τ	τsa	비 고
COMBO 1	FIX	9.151	0.165	0.850	O.K
	HINGE	9.151	0.165	0.850	O.K
COMBO 2	FIX	10.633	0.191	0.850	O.K
	HINGE	10.633	0.191	0.850	O.K
COMBO 3	FIX	10.633	0.191	0.850	O.K
	HINGE	10.633	0.191	0.850	O.K
COMBO 4	FIX	64.357	1.159	1.250	O.K
	HINGE	64.357	1.159	1.250	O.K

6) 말뚝과 확대기초의 결합부 검토



① 압입력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수직지압응력

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

fck : 콘크리트의 설계기준강도(MPa)
PNmax : 상시와 지진시, 말뚝 머리에 작용하는 가장 큰 수직력(N)
D : 말뚝의 외경(mm)
fca : 상시,콘크리트의 허용지압응력 = 0.25fck (MPa), (해설표 참고)
fca' : 지진시, 콘크리트의 허용지압응력 = 1.33 × (0.25fck) (MPa)

-해설 표. 확대기초의 허용지압응력, fca(MPa)

설계기준강도 (fck,MPa)		21	24	27	30
허용지압응력 (fca,MPa)	상시 (fca)	5.25	6.00	6.75	7.50
	지진시 (fca')	6.98	7.98	8.98	9.98

* 수직지압응력(fcv) 검토 (상시)
fcv = 643171.6 / (π/4 x 500 ²)
= 3.276 MPa ≤ fca = 6.750 MPa ∴ O.K
* 수직지압응력(fcv) 검토 (지진시)
fcv = 1016678.5 / (π/4 x 500 ²)
= 5.178 MPa ≤ fca' = 8.978 MPa ∴ O.K

b. 확대기초 콘크리트의 압발전단응력

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

τa3 : 상시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) ,(해설표 참조)
τa3' : 지진시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) ,(해설표 참조)
h : 확대기초의 유효두께 (mm)

-해설 표. 확대기초의 허용수직압발전단응력, τa3(MPa)

콘크리트의 설계기준강도 fck		21	24	27	30
허용압발 전단응력	상시 (τa3)	0.85	0.90	0.95	1.00
	지진시 (τa3')	1.131	1.197	1.264	1.330

* 압발전단응력(τv) 검토 (상시)
τv = 643171.6 / {π x (500 + 2200) x 2200 }
= 0.034 MPa ≤ τa3 = 0.950 MPa ∴ O.K
* 압발전단응력(τv) 검토 (지진시)
τv = 1016678.5 / {π x (500 + 2200) x 2200 }
= 0.054 MPa ≤ τa3' = 1.264 MPa ∴ O.K

② 인발력에 대한 검토
원칙적으로 인발력에 대한 검토는 하지 않아도 된다. [도로교 설계기준 해설(하부구조편) P292]

③ 수평력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수평지압응력

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

PHmax : 상시와 지진시, 말뚝머리에 작용하는 최대 말뚝축직각방향력 (N)
l : 말뚝의 매입길이 = 100 mm

* 수평지압응력(fch) 검토 (상시)
fch = 10632.793 / (500 x 100)
= 0.213 MPa ≤ fca = 6.750 MPa ∴ O.K
* 수평지압응력(fch) 검토 (지진시)
fch = 64357.143 / (500 x 100)
= 1.287 MPa ≤ fca' = 8.978 MPa ∴ O.K

b. 확대기초 단부 말뚝에 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)

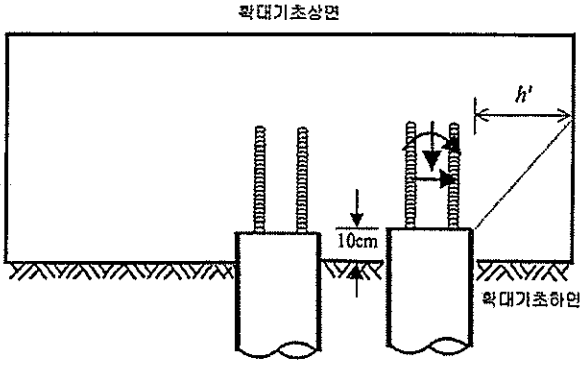
τh = 10632.793 / {400 x (200 + 500 + 800)}

= 0.018 MPa ≤ τa3 = 0.950 MPa ∴ O.K

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (지진시)

τh = 64357.143 / {400 x (200 + 500 + 800)}

= 0.107 MPa ≤ τa3' = 1.264 MPa ∴ O.K



④ 철근정착

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

fsa1 : 이형철근의 허용인장응력 (MPa) ,(해설표 참조)
Ast : 이형철근의 공칭단면적 (㎟) ,(해설표 참조)
U : 이형철근의 공칭둘레길이 (㎜)
τoa : 콘크리트의 허용부착응력 (MPa) ,(해설표 참조)
d1 : 이형철근의 공칭지름 (㎜)

- 해설 표. 이형철근의 허용응력, fsa1 (MPa)

철근의 종류	SD30	SD35	SD40
인장 및 압축응력	150	175	180

- 해설 표. 이형철근의 표준치수

철근의 종류, D(㎜)	D19	D22	D25	D29	D32
공칭지름, d1(㎜)	19.1	22.2	25.4	28.6	31.8
공칭단면적, Ast(㎟)	286.5	387.1	506.7	642.4	794.2
공칭둘레, U(㎜)	60.0	70.0	80.0	90.0	100.0

- 해설 표. 콘크리트의 허용부착응력, τoa (MPa)

콘크리트의 설계기준강도 (fck)	21.0	24.0	27.0	30.0
이형철근과 콘크리트의 허용부착응력 (τoa)	1.4	1.6	1.7	1.8

* 철근의 정착길이

일반적으로, Lo ≥ Lomin = 35d1 로 하는 것이 좋다. Lomin = 35 x 19.1 = 668.5 ㎜

Lo = 150.000 x 286.500 / (1.700 x 60.000) = 421.324 (≤ 668.500)

= 668.5 (㎜)

이때, 정착길이는 다음을 만족하여야 한다.

L ≥ Lo + D/2 = 668.5 + 500/2 = 918.5 ㎜

⑤ 확대기초 속에 말뚝머리부분의 매입길이는 최소한 100 ㎜로 한다.

⑥ 연직 지압강도에 대한 검토 (콘·설·해 6.8 지압강도)

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

A1 : 재하면적 (㎟)

A2 : 지지면적 (㎟)

* 연직지압강도

ϕVn = 0.700 x (0.85 x 27.0 x 196349.5)

= 3154355.374 N ≥ PNmax = 823873.615 N ∴ O.K

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)

bp : π × (말뚝직경 + d)

* PUNCHING 전단강도

ϕVn = 0.800 x (⅓ x √27.0 x 8325.2 x 2150)

= 24801892.507 N ≥ PNmax = 823873.615 N ∴ O.K

교각 P2(오창방향)

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 둥 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

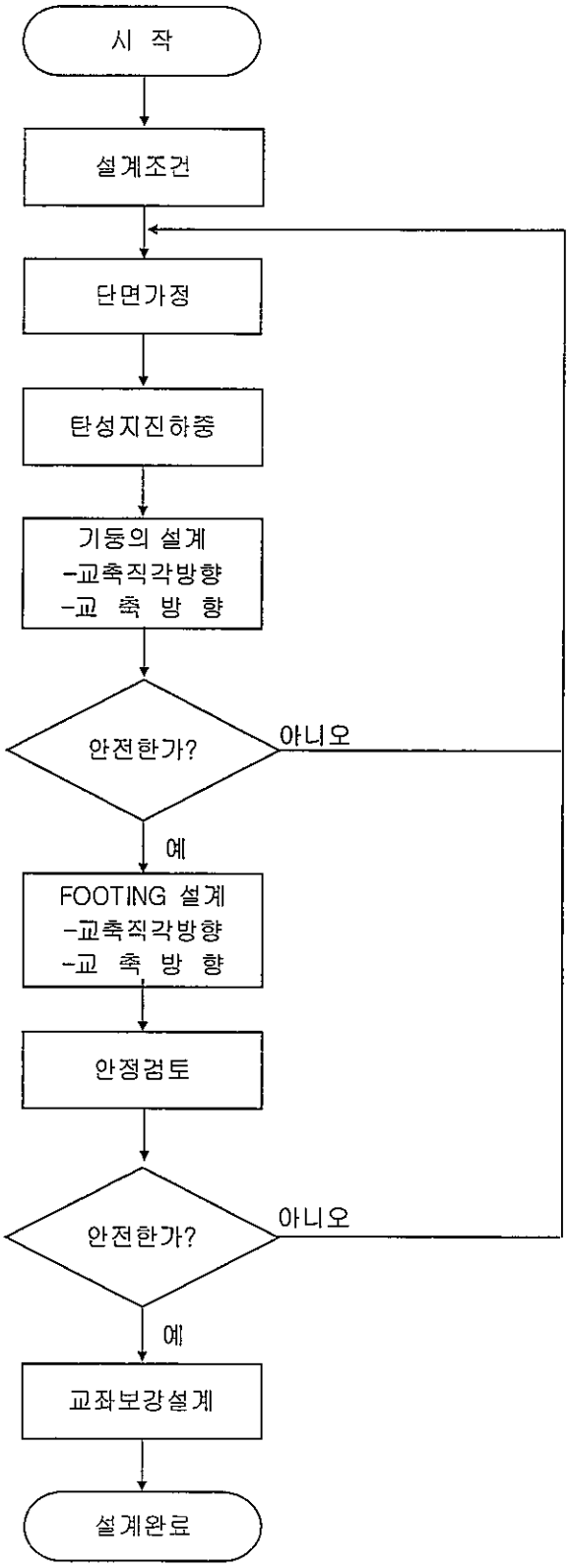
11. 기초 2방향전단(펀칭) 검토

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


시 작
설계조건
단면가정
탄성지진하중
기둥의 설계
-교축직각방향
-교 축 방 향
안전한가?
아니오
예
FOOTING 설계
-교축직각방향
-교 축 방 향
안정검토
안전한가?
아니오
예
교좌보강설계
설계완료

2. 해석결과 요약

▣ 말뚝 안정성검토 및 응력검토

구 분			허용값	발생값	비 고
교축방향	평상시	허용지지력(kN/EA)	1394.000	594.303	O.K
		허용인발력(kN/EA)	183.698	-	O.K
		휨 응력(MPa)	28.000	9.740	O.K
		전단응력(MPa)	0.850	0.053	O.K
		수평변위(mm)	15.000	0.299	O.K
	지진시	허용지지력(kN/EA)	2091.000	1019.143	O.K
		허용인발력(kN/EA)	270.085	-34.241	O.K
		휨 응력(MPa)	42.000	18.917	O.K
		전단응력(MPa)	1.250	1.131	O.K
		수평변위(mm)	15.000	3.603	O.K
교축직각 방향	평상시	허용지지력(kN/EA)	1394.000	744.150	O.K
		허용인발력(kN/EA)	183.698	-	O.K
		휨 응력(MPa)	28.000	11.670	O.K
		전단응력(MPa)	0.850	0.150	O.K
		수평변위(mm)	15.000	0.847	O.K
	지진시	허용지지력(kN/EA)	2091.000	1110.392	O.K
		허용인발력(kN/EA)	270.085	-125.490	O.K
		휨 응력(MPa)	42.000	18.623	O.K
		전단응력(MPa)	1.250	1.024	O.K
		수평변위(mm)	15.000	3.260	O.K

▣ 기둥의 단면 설계

단면위치		Puse	Pu(kN)	ϕPn(kN)	안전도	비 고
교축방향	축력최대	0.011	39133.249	107122.412	2.737	O.K
	모멘트최대	0.011	28788.821	107122.412	3.721	O.K
	탄성설계	0.011	22145.247	30502.112	1.377	O.K
	편심최대	0.011	19780.366	107122.412	5.416	O.K
교축직각방향	축력최대	0.011	39133.249	107122.412	2.737	O.K
	모멘트최대	0.011	33285.578	66505.591	1.998	O.K
	탄성설계	0.011	22145.247	23777.288	1.074	O.K
	편심최대	0.011	25211.434	57147.069	2.267	O.K
합성부재력	축력최대	0.011	39133.249	107122.412	2.737	O.K
	모멘트최대	0.011	28788.821	71120.773	2.470	O.K
	탄성설계	0.011	22145.247	22627.416	1.022	O.K
	편심최대	0.011	19780.366	58078.775	2.936	O.K
	모멘트최대	0.011	33285.578	66275.859	1.991	O.K
	편심최대	0.011	25211.434	56977.943	2.260	O.K

▣ 단면 설계

단면위치		깊이 (mm)	피복 (mm)	Req.As (mm²)	Use.As (mm²)	Mu(kN.m)	ΦMn(kN.m)	안전도	비 고
두부보	좌측내민보	3550.5	100.0	61872.176	66712.800	-	-	1.078	O.K
	우측내민보	3550.5	100.0	62351.025	66712.800	-	-	1.070	O.K
	좌측내민보수	3500.0	100.0	4647.997	10918.800	5355.055	12522.640	2.338	O.K
	우측내민보수	3500.0	100.0	4535.972	10918.800	5226.413	12522.640	2.396	O.K
	교량받침7	2407.0	100.0	197.693	66712.800	148.310	46291.551	312.128	O.K
	교량받침1	2412.4	100.0	259.723	66712.800	195.309	46414.385	237.646	O.K
	교량받침8	3199.1	100.0	16440.487	66712.800	16535.612	64259.601	3.886	O.K
	교량받침2	3208.6	100.0	16642.707	66712.800	16789.779	64474.560	3.840	O.K
	교량받침9	3961.2	100.0	40247.307	66712.800	50096.856	81544.457	1.628	O.K
	교량받침3	3961.2	100.0	40779.623	66712.800	50741.067	81544.457	1.607	O.K
	교량받침10	3824.3	100.0	43287.089	66712.800	51754.228	78439.107	1.516	O.K
	교량받침4	3824.3	100.0	42535.899	66712.800	50883.152	78439.107	1.542	O.K
	교량받침11	2816.5	100.0	19952.123	66712.800	17412.552	55580.501	3.192	O.K
	교량받침5	2792.5	100.0	19370.257	66712.800	16756.025	55035.427	3.285	O.K
	교량받침12	1752.5	100.0	699.108	66712.800	368.621	31447.700	85.312	O.K
	교량받침6	1722.4	100.0	195.677	66712.800	101.254	30764.438	303.833	O.K
기초	교축방향	2300.0	150.0	44213.818	59565.000	31704.111	42423.657	1.338	O.K
	교직-지점부	2300.0	150.0	43051.992	64330.200	30924.561	45805.292	1.481	O.K

▣ 사용성 검토

단면위치		인장응력(fs)	허용응력(fsa)	철근간격(S)	최대간격(Sq)	비 고
두부보	좌측내민보	166.958	180.000	125.000	261.676	O.K
	우측내민보	173.536	180.000	125.000	243.796	O.K
	좌측내민보수평	149.551	180.000	147.936	316.576	O.K
	우측내민보수평	145.958	180.000	147.936	329.537	O.K
	교량받침7	0.859	180.000	125.000	73378.608	O.K
	교량받침1	1.088	180.000	125.000	57917.964	O.K
	교량받침8	59.653	180.000	125.000	1056.110	O.K
	교량받침2	60.378	180.000	125.000	1043.420	O.K
	교량받침9	144.080	180.000	125.000	336.571	O.K
	교량받침3	145.954	180.000	125.000	329.554	O.K
	교량받침10	159.309	180.000	125.000	284.324	O.K
	교량받침4	156.655	180.000	125.000	292.698	O.K
	교량받침11	76.631	180.000	125.000	817.647	O.K
	교량받침5	73.786	180.000	125.000	853.818	O.K
	교량받침12	5.444	180.000	125.000	11573.142	O.K
	교량받침6	2.219	180.000	125.000	28388.677	O.K
기초	교축방향	154.962	180.000	125.333	173.190	O.K
	교직-지점부	157.820	180.000	124.074	163.987	O.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	:	γc =	25 kN/m³		[도로교 설계기준 2.1.2]
2) 기초지반의 단위중량	:	γs2 =	20 kN/m³		[도로교설계요령 제2권 P366]
3) 교량받침 마찰계수	:	fs =	0.15		

3.3 지 반 조 건

1) 기초지반의 N치	:	N =	10	
2) 기초지반의 내부마찰각	:	φ2 =	27.247 °	; 15 + √15N
3) 기초지반의 점착력	:	C =	0 kN/m²	
4) 기초지반의 마찰계수	:	μ =	0.328	; TAN(⅔ · Φ2) : 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	:	fck =	두부보:	27 MPa	
			기둥:	27 MPa	
			기초:	27 MPa	
- 탄성계수	:	Ec =	두부보:	27804 MPa	
			기둥:	27804 MPa	
			기초:	27804 MPa	
					[도로교 설계기준 2.3.3]
2) 철근의 항복 강도(SD400)	:	fy =	두부보:	400 MPa	
			기둥:	400 MPa	
			기초:	400 MPa	
- 탄성계수	:	Es =	200000 MPa		[도로교 설계기준 2.3.3]

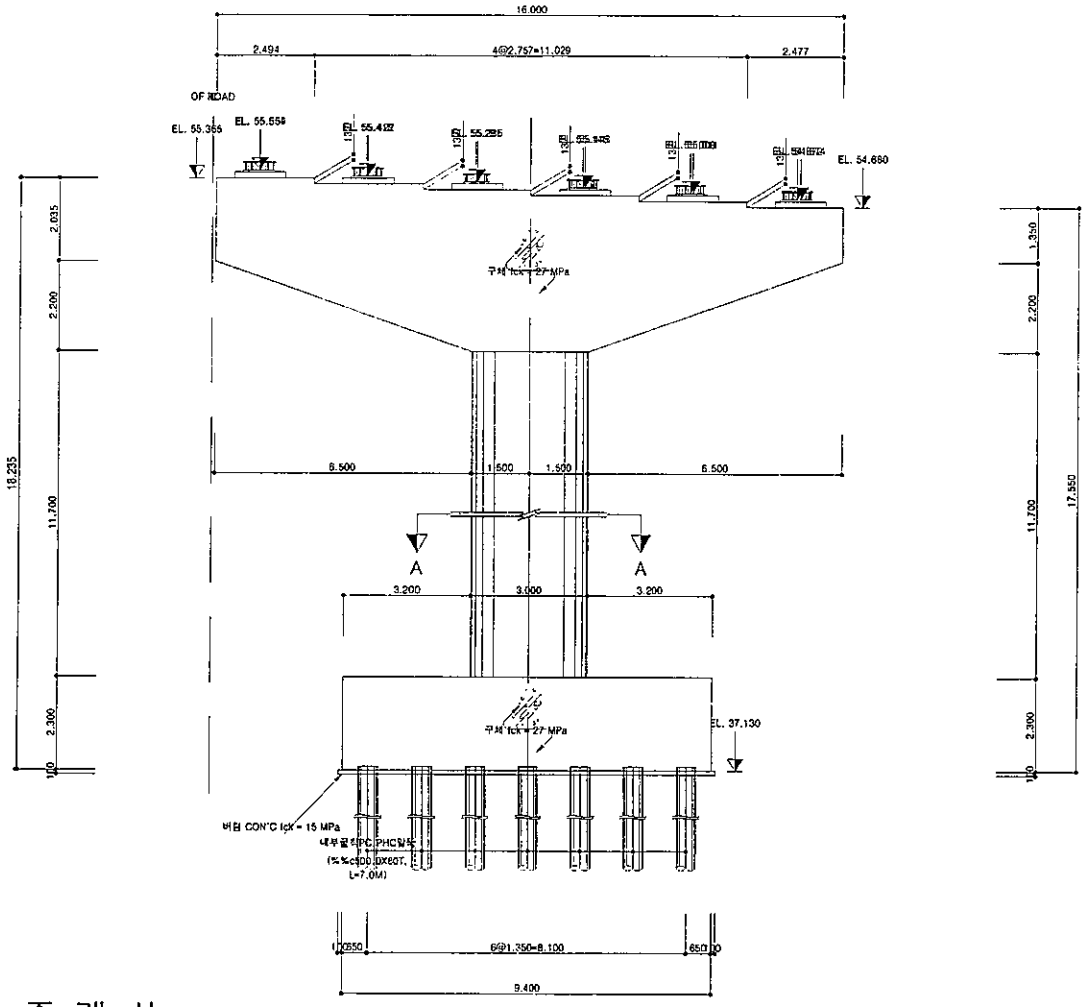
3.5 설 계 방 법

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	1201.731	428.670	500.414	61.102
2	1302.486	423.410	445.033	144.121
3	1319.181	422.461	364.808	259.148
4	1344.408	405.130	241.444	368.389
5	1385.309	377.345	130.331	430.826
6	1387.375	347.990	54.843	464.997
7	1201.849	436.567	509.404	62.749
8	1302.439	417.945	437.640	144.597
9	1318.809	420.783	362.965	258.670
10	1344.756	406.094	242.240	368.915
11	1382.923	373.280	128.894	426.162
12	1389.713	351.687	56.010	469.368
계	15880.979	4811.362	3474.026	3459.044

※ 교각자중은 25.000 kN/㎥ 의 값을 프로그램에서 자동재하 .

5.2 풍 하 중

1) 교축직각방향 (W-TR)

① 상부구조에 작용하는 풍하중

B/D = 15.975 / 4.140 = 3.859 [1≤ B/D< 8]

W1 = [4.0 - 0.2 x (15.975 / 4.140)] x 4.140 = 13.4 kN/m ≥ 6.0 이므로

= 13.365 kN/m

P1 = 13.365 x (50.005 + 50.068) / 2 x sin87.3

= 667.976 kN

작용위치 h = 4.140/2 + 0.400 + 1.350/2 = 3.145 m

작용모멘트 My = Ph x h = 667.976 x 3.145 = 2100.94 kN.m

② 하부구조에 작용하는 풍하중

W'copping = 3.000 x 3.550 x 3.500 = 37.28 kN

W'column = 1.500 x 3.000 = 4.5 kN/m (풍상측)

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용 한다.

2) 교축방향 (W-LO)

① 하부구조에 작용하는 풍하중

W'copping = 143.650 kN (Copping 높이에 따라 재하)

W'column = 1.500 x 3.000 = 4.5 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 x (50.005 + 50.068)/2 x sin87.3 = 74.969 kN

작용위치 h = 3.333 + 1.500 + 1.350/2 = 5.508 m

작용모멘트 My = Ph x h = 74.969 x 5.508 = 412.965 kN.m

5.4 온도하중 산정

1) 교축직각방향 (G-TR)

연평균 온도변화차 ΔT = 10℃ 적용

2) 교축방향 (G-LO)

① 교각의 종방향 변위를 유발하는 수평력

고정단이므로 교량받침마찰력에 의한 수평력은 고려하지 않는다.

: 일반적으로 고정단에서도 교량받침의 마찰력보다는 지진시의 상부구조에 의한
수평력이 크기 때문에 지진시의 수평력을 고려한다.

5.5 유수압 (Q1-TR)

$P = 10 K v^2 A = 10 \times 0.040 \times 2.290^2 \times 13.560$

= 28.444 kN

k : 단면형상에 따른 저항계수

v : 최대유속 (m/sec)

A : 교각의 투영면적 (m^2), A = 4.520 x 3.000 = 13.560 m^2

H : 수심 (m)

하저면에서 0.6H 위치에 작용하는 것으로 한다.

작용위치 h = 5.282 m (기초상단으로 부터)

5.6 유목, 선박, 기타 부유물의 충돌하중 (COL-TR)

P = 0.1 W v = 0.1 x 100.000 x 2.290

= 22.900 kN

W : 유목, 선박, 기타 부유물 등 유송물의 중량 (kN)

v : 표면유속 (m/sec)

수면 상단에 작용하는 것으로 한다.

작용위치 h = 7.090 m (기초상단으로 부터)

5.7 양압력 및 부력 (Q3)

P = A H w = 7.069 x 7.090 x 10.000

= 501.187 kN

w : 유수의 단위중량 (kN/m³)

H : HWL - 기초상단 EL, H = 46.520 - 39.430 = 7.090 m

A : 기둥의 단면적 (m²) , A = π x 1.500² = 7.069 m²

5.8 지진에 의한 하중 : 내진해석 참조

구 분			교축 방향			교축직각방향		
위치	하중경우	기둥	전단력	모멘트	변위(m)	전단력	모멘트	변위(m)
기둥상단	하중경우 1	기둥 1	3373.000	4356.000	0.02670	988.000	4875.000	0.01080
	하중경우 2	기둥 1	1120.000	1540.000	0.00890	3109.000	15314.000	0.03420
기둥하단	하중경우 1	기둥 1	3519.000	44695.000	0.00000	1028.000	16024.000	0.00000
	하중경우 2	기둥 1	1172.000	14881.000	0.00000	3213.000	50796.000	0.00000

5.9 하중조합 : 사용하중 검토시

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	CO	Q
SVB01	1.00	1.00									1.00
SVB02	1.00		1.00								1.00
SVB03	1.00			1.00							1.00
SVB04	1.00				1.00						1.00
SVB05	1.00	1.00			0.50	1.00					1.00
SVB06	1.00		1.00		0.50	1.00					1.00
SVB07	1.00			1.00	0.50	1.00					1.00
SVB08	1.00	1.00					1.00	1.00			1.00
SVB09	1.00	1.00					-1.00	1.00			1.00
SVB10	1.00		1.00				1.00	1.00			1.00
SVB11	1.00		1.00				-1.00	1.00			1.00
SVB12	1.00			1.00			1.00	1.00			1.00
SVB13	1.00			1.00			-1.00	1.00			1.00
SVB14	1.00				1.00		1.00	1.00			1.00
SVB15	1.00				1.00		-1.00	1.00			1.00
SVB16	1.00	1.00			0.50	1.00	1.00	1.00			1.00
SVB17	1.00	1.00			0.50	1.00	-1.00	1.00			1.00
SVB18	1.00		1.00		0.50	1.00	1.00	1.00			1.00
SVB19	1.00		1.00		0.50	1.00	-1.00	1.00			1.00
SVB20	1.00			1.00	0.50	1.00	1.00	1.00			1.00
SVB21	1.00			1.00	0.50	1.00	-1.00	1.00			1.00
SVB22	1.00								1.00		1.00
SVB23	1.00	1.00								1.00	1.00
SVB24	1.00		1.00							1.00	1.00
SVB25	1.00			1.00						1.00	1.00
SVB26	1.00				1.00					1.00	1.00

D = 고정하중 또는 이에 따른 단면력

L = 활하중 또는 이에 따른 단면력

W = 풍하중 또는 이에 따른 단면력

WL = 차량활하중에 작용하는 풍하중 또는 이에 따른 단면력

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.

5.10 하중조합 : 계수하중 검토시

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	CO	Q
ULB01	1.30	2.15									1.30
ULB02	1.30		2.15								1.30
ULB03	1.30			2.15							1.30
ULB04	1.30				1.30						1.30
ULB05	1.30	1.30			0.65	1.30					1.30
ULB06	1.30		1.30		0.65	1.30					1.30
ULB07	1.30			1.30	0.65	1.30					1.30
ULB08	1.30	1.30					1.30	1.30			1.30
ULB09	1.30	1.30					-1.30	1.30			1.30
ULB10	1.30		1.30				1.30	1.30			1.30
ULB11	1.30		1.30				-1.30	1.30			1.30
ULB12	1.30			1.30			1.30	1.30			1.30
ULB13	1.30			1.30			-1.30	1.30			1.30
ULB14	1.25				1.25		1.25	1.30			1.25
ULB15	1.25				1.25		-1.25	1.30			1.25
ULB16	1.25	1.25			0.63	1.25	1.25	1.30			1.25
ULB17	1.25	1.25			0.63	1.25	-1.25	1.30			1.25
ULB18	1.25		1.25		0.63	1.25	1.25	1.30			1.25
ULB19	1.25		1.25		0.63	1.25	-1.25	1.30			1.25
ULB20	1.25			1.25	0.63	1.25	1.25	1.30			1.25
ULB21	1.25			1.25	0.63	1.25	-1.25	1.30			1.25
ULB22	1.00								1.00		1.00
ULB23	1.30	1.30								1.30	1.30
ULB24	1.30		1.30							1.30	1.30
ULB25	1.30			1.30						1.30	1.30
ULB26	1.20				1.20					1.20	1.20

※ 위 테이블에 표시된 ULB는 교축방향이며, 모델링상의 ULO 는 교직방향을 나타냅니다.
ULB 와 ULO 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

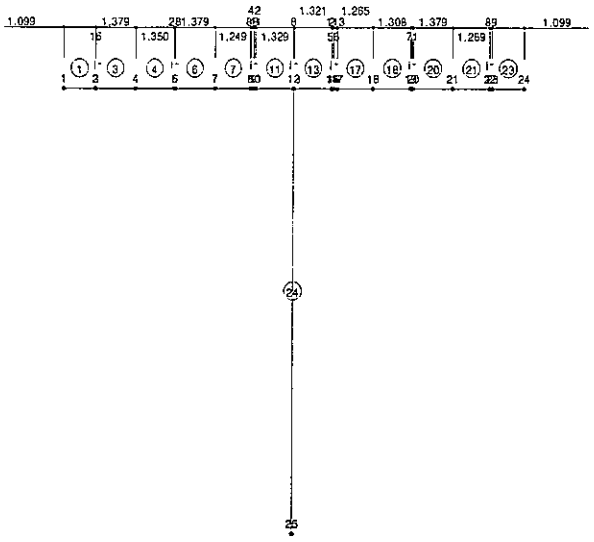
5.11 하중조합 : 계수하중 검토시 (최대편심)

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	CO	Q
UEB01	1.00	2.15									1.30
UEB02	1.00		2.15								1.30
UEB03	1.00			2.15							1.30
UEB04	1.00				1.30						1.30
UEB05	1.00	1.30			0.65	1.30					1.30
UEB06	1.00		1.30		0.65	1.30					1.30
UEB07	1.00			1.30	0.65	1.30					1.30
UEB08	1.00	1.30					1.30	1.30			1.30
UEB09	1.00	1.30					-1.30	1.30			1.30
UEB10	1.00		1.30				1.30	1.30			1.30
UEB11	1.00		1.30				-1.30	1.30			1.30
UEB12	1.00			1.30			1.30	1.30			1.30
UEB13	1.00			1.30			-1.30	1.30			1.30
UEB14	0.95				1.25		1.25	1.30			1.25
UEB15	0.95				1.25		-1.25	1.30			1.25
UEB16	0.95	1.25			0.63	1.25	1.25	1.30			1.25
UEB17	0.95	1.25			0.63	1.25	-1.25	1.30			1.25
UEB18	0.95		1.25		0.63	1.25	1.25	1.30			1.25
UEB19	0.95		1.25		0.63	1.25	-1.25	1.30			1.25
UEB20	0.95			1.25	0.63	1.25	1.25	1.30			1.25
UEB21	0.95			1.25	0.63	1.25	-1.25	1.30			1.25
UEB22	1.00								1.00		1.00
UEB23	1.00	1.30								1.30	1.30
UEB24	1.00		1.30							1.30	1.30
UEB25	1.00			1.30						1.30	1.30
UEB26	0.90				1.20					1.20	1.20

※ 위 테이블에 표시된 UEB는 교축방향이며, 모델링상의 UE0 는 교직방향을 나타냅니다.
UEB 와 UE0 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

6. 구 조 해 석

6.1 해석 모델링



6.2 절점 좌표

절점	X	Z	절점	X	Z	절점	X	Z	절점	X	Z
1	0.000	14.575	8	6.500	14.575	15	9.331	14.575	22	14.812	14.575
2	1.099	14.575	9	6.588	14.575	16	9.387	14.575	23	14.901	14.575
3	1.115	14.575	10	6.630	14.575	17	9.500	14.575	24	16.000	14.575
4	2.494	14.575	11	6.671	14.575	18	10.765	14.575	25	8.000	0.000
5	3.844	14.575	12	8.000	14.575	19	12.073	14.575			
6	3.872	14.575	13	8.008	14.575	20	12.144	14.575			
7	5.251	14.575	14	9.329	14.575	21	13.523	14.575			

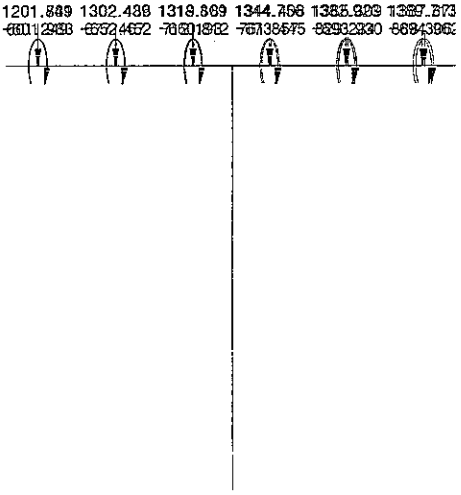
6.3 단면 제원

구 분	B(m)	H(m)	A(m^2)	I22(m^4)	I33(m^4)	적용절점
①	3.500	1.350	4.725	4.823437	0.717609	24
②	3.500	1.722	6.027	6.152562	1.489314	23
③	3.500	1.753	6.135	6.263323	1.571204	22
④	3.500	2.035	7.123	7.270885	2.457990	1
⑤	3.500	2.189	7.662	7.821115	3.059314	21
⑥	3.500	2.407	8.425	8.600010	4.067383	a
⑦	3.500	2.412	8.442	8.617875	4.092783	3
⑧	3.500	2.742	9.597	9.796938	6.012972	4
⑨	3.500	2.792	9.772	9.975583	6.347943	20
⑩	3.500	2.816	9.856	10.061333	6.513055	19
⑪	3.500	3.199	11.197	11.429760	9.548376	5
⑫	3.500	3.209	11.232	11.465490	9.638200	6
⑬	3.500	3.396	11.886	12.133625	11.423254	18
⑭	3.500	3.538	12.383	12.640979	12.916959	7
⑮	3.500	3.824	13.384	13.662833	16.309493	14~17
16	3.500	3.961	13.864	14.152323	18.125973	8~13
17	3.000	0.000	7.069	3.976078	3.976078	기둥상단
18	3.000	0.000	7.069	3.976078	3.976078	기둥하단

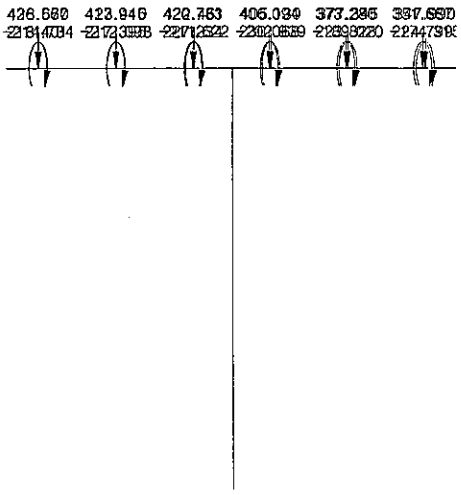
6.4 하중재하도

1) 연직하중

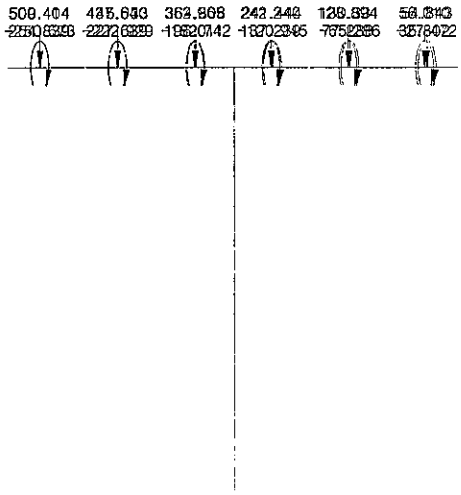
① 고정하중 (D)



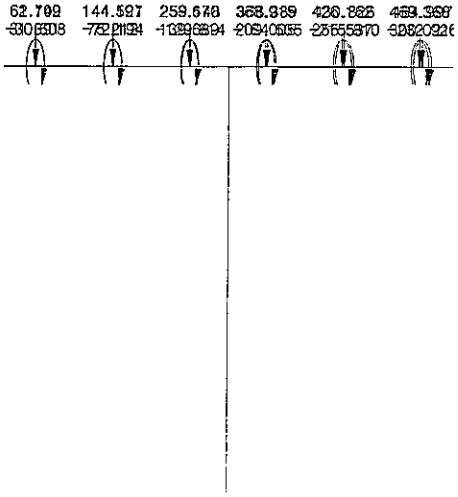
② 활하중 : 만재하시 (L1)



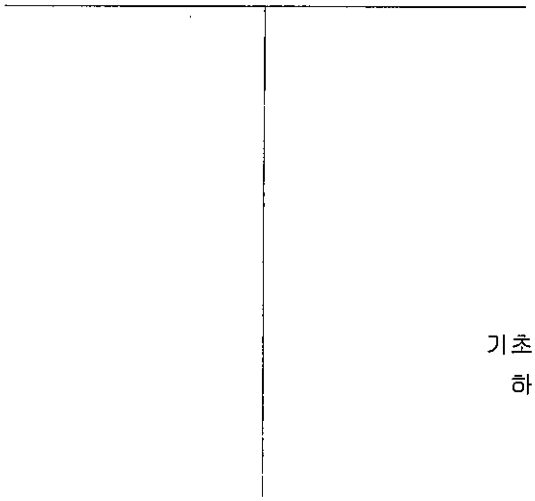
③ 활하중 : 좌측 편재하시 (L2)



④ 활하중 : 우측 편재하시 (L3)



⑤ 양압력 및 부력 (Q3)

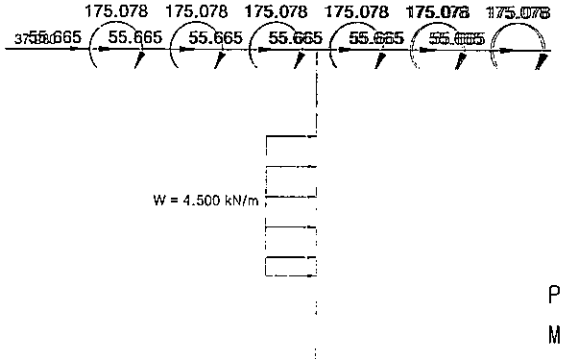


HWL : EL = 46.520 m
기초상단 : EL = 39.430 m
하저면 : EL = 42:000 m

2) 수평하중

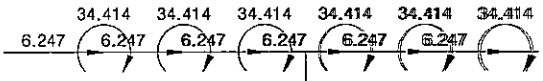
① 교축직각 방향

㉮ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-TR)



P = 667.976/12EA = 55.665 kN
M = 2100.935/12EA = 175.078 kN

㉰ 풍하중 : 활하중에 재하되는 풍하중 (WL)

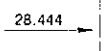


P = 74.969/12EA = 6.247 kN

M = 412.965/12EA = 34.414 kN

㉱ 온도하중 (G-TR) : 온도변화범위 ΔTx = 10℃

㉲ 유수압 (Q1-TR)

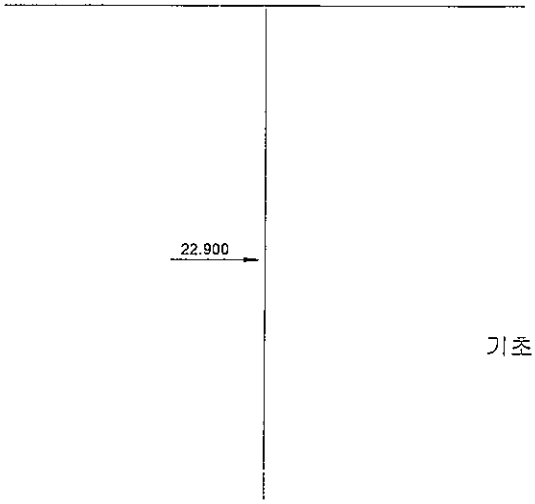


HWL : EL = 46.520 m

기초상단 : EL = 39.430 m

하저면 : EL = 42.000 m

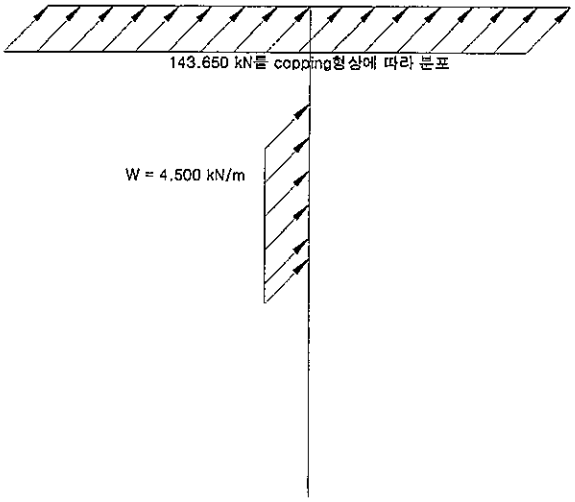
㉯ 유목, 선박, 기타 부유물의 충돌하중 (COL-TR)



HWL : EL = 46.520 m
기초상단 : EL = 39.430 m

② 교축 방향

㉮ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-LO)



7. 해석결과 집계

7.1 하중별 부재력 집계

① 기둥 : 부재번호 24 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-20578.880	1640.564	0.000	-22646.434	1640.564	0.000	
L1	-4811.362	-1639.003	0.000	-4811.362	-1639.003	0.000	
L2	-3474.026	-9147.061	0.000	-3474.026	-9147.061	0.000	
L3	-3459.044	8158.754	0.000	-3459.044	8158.754	0.000	
W-TR	0.000	4128.706	-705.255	0.000	12575.016	-725.994	
WL	0.000	628.518	-74.969	0.000	1505.655	-74.969	
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-TR	0.000	15314.000	3109.000	0.000	50796.000	3213.000	
Q1-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	150.243	-28.444	
Q3	501.187	0.000	0.000	501.187	0.000	0.000	
COL-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	162.380	-22.900	

(교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-20578.880	-492.722	0.000	-22646.434	-492.722	0.000	
L1	-4811.362	-136.997	0.000	-4811.362	-136.997	0.000	
L2	-3474.026	-58.771	0.000	-3474.026	-58.771	0.000	
L3	-3459.044	-144.968	0.000	-3459.044	-144.968	0.000	
W-LO	0.000	-413.027	143.650	0.000	-2288.576	164.389	
WL	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
G-LO1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-LO	0.000	4356.000	3373.000	0.000	44695.000	3519.000	
Q3	501.187	0.000	0.000	501.187	0.000	0.000	

② 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재11, 절점11)		우측 (부재13, 절점14)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-26121.465	9409.232	-27318.524	-9748.241	
L1	-7233.143	2549.836	-5977.304	-2261.526	
L2	-8146.638	2620.264	-1347.259	-853.762	
L3	-1533.385	930.387	-7568.038	-2528.657	
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	
W-TR	1050.468	0.000	-1050.468	0.000	
WL	206.482	0.000	-206.482	0.000	
G-LO1	0.000	0.000	0.000	0.000	
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	
Q1-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	
Q3	0.000	0.000	0.000	0.000	
COL-TR	0.000	0.000	0.000	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	-114.084	1415.427	-136.758	2620.530	-8148.564	4584.808
L1	0.000	436.567	-6.985	865.237	-2368.217	1283.182
L2	0.000	509.404	-8.150	1009.818	-2763.944	1447.458
L3	0.000	62.749	-1.004	123.851	-338.993	268.448
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	175.078	0.000	350.156	0.000	525.234	0.000
WL	34.414	0.000	68.827	0.000	103.241	0.000
G-LO1	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-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Q1-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Q3	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
COL-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

구 분	S4(절점6)		S5(절점9)		S6(절점10)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	-8277.049	5895.148	-25397.098	8061.286	-25735.978	9395.022
L1	-2404.146	1706.592	-7039.250	2127.375	-7128.600	2549.836
L2	-2804.473	1892.491	-7944.478	2255.456	-8039.207	2620.264
L3	-346.510	412.569	-1467.047	671.239	-1495.239	930.387
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	700.312	0.000	875.390	0.000	1050.468	0.000
WL	137.655	0.000	172.069	0.000	206.482	0.000
G-LO1	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-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Q1-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Q3	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
COL-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

구 분	S7(절점15)		S8(절점16)		S9(절점19)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	-27301.717	-8402.811	-26831.685	-8384.074	-9042.672	-6246.790
L1	-5973.593	-1855.432	-5869.689	-1855.432	-1974.178	-1450.302
L2	-1346.036	-611.522	-1311.790	-611.522	-317.761	-370.078
L3	-7563.719	-2159.742	-7442.773	-2159.742	-2631.199	-1791.353
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	-875.390	0.000	-875.390	0.000	-700.312	0.000
WL	-172.069	0.000	-172.069	0.000	-137.655	0.000
G-LO1	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-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Q1-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Q3	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
COL-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

구 분	S10(절점20)		S11(절점22)		S12(절점23)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	-8697.956	-4846.451	-215.111	-2938.326	-77.888	-1535.086
L1	-1897.709	-1077.022	-30.971	-699.677	0.000	-347.990
L2	-300.637	-241.184	-4.881	-110.853	0.000	-54.843
L3	-2534.271	-1365.191	-41.385	-934.365	0.000	-464.997
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	-525.234	0.000	-350.156	0.000	-175.078	0.000
WL	-103.241	0.000	-68.827	0.000	-34.414	0.000
G-LO1	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-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Q1-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Q3	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
COL-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

7.2 사용하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 24 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-24889.055	1.561	0.000	-26956.609	151.804	-28.444	
SV002	-23551.719	-7506.497	0.000	-25619.273	-7356.254	-28.444	
SV003	-23536.737	9799.318	0.000	-25604.291	9949.561	-28.444	
SV004	-20077.693	5769.270	-705.255	-22145.247	14365.822	-754.438	
SV005	-24889.055	2694.432	-427.597	-26956.609	7944.967	-466.410	
SV006	-23551.719	-4813.626	-427.597	-25619.273	436.909	-466.410	
SV007	-23536.737	12492.189	-427.597	-25604.291	17742.723	-466.410	
SV008	-24889.055	1.561	0.000	-26956.609	151.804	-28.444	
SV009	-24889.055	1.561	0.000	-26956.609	151.804	-28.444	
SV010	-23551.719	-7506.497	0.000	-25619.273	-7356.254	-28.444	
SV011	-23551.719	-7506.497	0.000	-25619.273	-7356.254	-28.444	
SV012	-23536.737	9799.318	0.000	-25604.291	9949.561	-28.444	
SV013	-23536.737	9799.318	0.000	-25604.291	9949.561	-28.444	
SV014	-20077.693	5769.270	-705.255	-22145.247	14365.822	-754.438	
SV015	-20077.693	5769.270	-705.255	-22145.247	14365.822	-754.438	
SV016	-24889.055	2694.432	-427.597	-26956.609	7944.967	-466.410	
SV017	-24889.055	2694.432	-427.597	-26956.609	7944.967	-466.410	
SV018	-23551.719	-4813.626	-427.597	-25619.273	436.909	-466.410	
SV019	-23551.719	-4813.626	-427.597	-25619.273	436.909	-466.410	
SV020	-23536.737	12492.189	-427.597	-25604.291	17742.723	-466.410	
SV021	-23536.737	12492.189	-427.597	-25604.291	17742.723	-466.410	
SV022	-20077.693	16954.564	3109.000	-22145.247	52586.807	3184.556	
SV023	-24889.055	1.561	0.000	-26956.609	314.184	-51.344	
SV024	-23551.719	-7506.497	0.000	-25619.273	-7193.874	-51.344	
SV025	-23536.737	9799.318	0.000	-25604.291	10111.941	-51.344	
SV026	-20077.693	5769.270	-705.255	-22145.247	14528.202	-777.338	

2) 교축방향 (교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SVB01	-24889.055	-629.719	0.000	-26956.609	-629.719	0.000	
SVB02	-23551.719	-551.493	0.000	-25619.273	-551.493	0.000	
SVB03	-23536.737	-637.690	0.000	-25604.291	-637.690	0.000	
SVB04	-20077.693	-905.749	143.650	-22145.247	-2781.298	164.389	
SVB05	-24889.055	-836.233	71.825	-26956.609	-1774.007	82.195	
SVB06	-23551.719	-758.007	71.825	-25619.273	-1695.781	82.195	
SVB07	-23536.737	-844.204	71.825	-25604.291	-1781.978	82.195	
SVB08	-24889.055	-629.719	0.000	-26956.609	-629.719	0.000	
SVB09	-24889.055	-629.719	0.000	-26956.609	-629.719	0.000	
SVB10	-23551.719	-551.493	0.000	-25619.273	-551.493	0.000	
SVB11	-23551.719	-551.493	0.000	-25619.273	-551.493	0.000	
SVB12	-23536.737	-637.690	0.000	-25604.291	-637.690	0.000	
SVB13	-23536.737	-637.690	0.000	-25604.291	-637.690	0.000	
SVB14	-20077.693	-905.749	143.650	-22145.247	-2781.298	164.389	
SVB15	-20077.693	-905.749	143.650	-22145.247	-2781.298	164.389	
SVB16	-24889.055	-836.233	71.825	-26956.609	-1774.007	82.195	
SVB17	-24889.055	-836.233	71.825	-26956.609	-1774.007	82.195	
SVB18	-23551.719	-758.007	71.825	-25619.273	-1695.781	82.195	
SVB19	-23551.719	-758.007	71.825	-25619.273	-1695.781	82.195	
SVB20	-23536.737	-844.204	71.825	-25604.291	-1781.978	82.195	
SVB21	-23536.737	-844.204	71.825	-25604.291	-1781.978	82.195	
SVB22	-20077.693	3863.278	3373.000	-22145.247	44202.278	3519.000	
SVB23	-24889.055	-629.719	0.000	-26956.609	-629.719	0.000	
SVB24	-23551.719	-551.493	0.000	-25619.273	-551.493	0.000	
SVB25	-23536.737	-637.690	0.000	-25604.291	-637.690	0.000	
SVB26	-20077.693	-905.749	143.650	-22145.247	-2781.298	164.389	

3) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재11, 절점11)		우측 (부재13, 절점14)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-33354.608	11959.068	-33295.828	-12009.767	
SV002	-34268.103	12029.496	-28665.782	-10602.003	
SV003	-27654.850	10339.619	-34886.562	-12276.898	
SV004	-25070.997	9409.232	-28368.992	-9748.241	
SV005	-32622.892	11959.068	-34027.544	-12009.767	
SV006	-33536.387	12029.496	-29397.498	-10602.003	
SV007	-26923.134	10339.619	-35618.278	-12276.898	
SV008	-33354.608	11959.068	-33295.828	-12009.767	
SV009	-33354.608	11959.068	-33295.828	-12009.767	
SV010	-34268.103	12029.496	-28665.782	-10602.003	
SV011	-34268.103	12029.496	-28665.782	-10602.003	
SV012	-27654.850	10339.619	-34886.562	-12276.898	
SV013	-27654.850	10339.619	-34886.562	-12276.898	
SV014	-25070.997	9409.232	-28368.992	-9748.241	
SV015	-25070.997	9409.232	-28368.992	-9748.241	
SV016	-32622.892	11959.068	-34027.544	-12009.767	
SV017	-32622.892	11959.068	-34027.544	-12009.767	
SV018	-33536.387	12029.496	-29397.498	-10602.003	
SV019	-33536.387	12029.496	-29397.498	-10602.003	
SV020	-26923.134	10339.619	-35618.278	-12276.898	
SV021	-26923.134	10339.619	-35618.278	-12276.898	
SV022	-26121.465	9409.232	-27318.524	-9748.241	
SV023	-33354.608	11959.068	-33295.828	-12009.767	
SV024	-34268.103	12029.496	-28665.782	-10602.003	
SV025	-27654.850	10339.619	-34886.562	-12276.898	
SV026	-25070.997	9409.232	-28368.992	-9748.241	

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)
SV001	-114.084	1851.994	-143.743	3485.767	-10516.781	5867.990
SV002	-114.084	1924.831	-144.909	3630.348	-10912.508	6032.266
SV003	-114.084	1478.176	-137.762	2744.381	-8487.557	4853.256
SV004	-114.084	1415.427	213.398	2620.530	-7798.408	4584.808
SV005	-114.084	1851.994	100.162	3485.767	-10272.876	5867.990
SV006	-114.084	1924.831	98.997	3630.348	-10668.602	6032.266
SV007	-114.084	1478.176	106.143	2744.381	-8243.652	4853.256
SV008	-114.084	1851.994	-143.743	3485.767	-10516.781	5867.990
SV009	-114.084	1851.994	-143.743	3485.767	-10516.781	5867.990
SV010	-114.084	1924.831	-144.909	3630.348	-10912.508	6032.266
SV011	-114.084	1924.831	-144.909	3630.348	-10912.508	6032.266
SV012	-114.084	1478.176	-137.762	2744.381	-8487.557	4853.256
SV013	-114.084	1478.176	-137.762	2744.381	-8487.557	4853.256
SV014	-114.084	1415.427	213.398	2620.530	-7798.408	4584.808
SV015	-114.084	1415.427	213.398	2620.530	-7798.408	4584.808
SV016	-114.084	1851.994	100.162	3485.767	-10272.876	5867.990
SV017	-114.084	1851.994	100.162	3485.767	-10272.876	5867.990
SV018	-114.084	1924.831	98.997	3630.348	-10668.602	6032.266
SV019	-114.084	1924.831	98.997	3630.348	-10668.602	6032.266
SV020	-114.084	1478.176	106.143	2744.381	-8243.652	4853.256
SV021	-114.084	1478.176	106.143	2744.381	-8243.652	4853.256
SV022	-114.084	1415.427	-136.758	2620.530	-8148.564	4584.808
SV023	-114.084	1851.994	-143.743	3485.767	-10516.781	5867.990
SV024	-114.084	1924.831	-144.909	3630.348	-10912.508	6032.266
SV025	-114.084	1478.176	-137.762	2744.381	-8487.557	4853.256
SV026	-114.084	1415.427	213.398	2620.530	-7798.408	4584.808

구 분	S4(절점6)		S5(절점9)		S6(절점10)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	-10681.194	7601.740	-32436.348	10188.661	-32864.577	11944.858
SV002	-11081.521	7787.639	-33341.576	10316.742	-33775.185	12015.286
SV003	-8623.558	6307.717	-26864.146	8732.525	-27231.217	10325.409
SV004	-7751.815	5895.148	-24696.786	8061.286	-24860.588	9395.022
SV005	-10315.336	7601.740	-31948.537	10188.661	-32254.814	11944.858
SV006	-10715.663	7787.639	-32853.766	10316.742	-33165.422	12015.286
SV007	-8257.700	6307.717	-26376.335	8732.525	-26621.454	10325.409
SV008	-10681.194	7601.740	-32436.348	10188.661	-32864.577	11944.858
SV009	-10681.194	7601.740	-32436.348	10188.661	-32864.577	11944.858
SV010	-11081.521	7787.639	-33341.576	10316.742	-33775.185	12015.286
SV011	-11081.521	7787.639	-33341.576	10316.742	-33775.185	12015.286
SV012	-8623.558	6307.717	-26864.146	8732.525	-27231.217	10325.409
SV013	-8623.558	6307.717	-26864.146	8732.525	-27231.217	10325.409
SV014	-7751.815	5895.148	-24696.786	8061.286	-24860.588	9395.022
SV015	-7751.815	5895.148	-24696.786	8061.286	-24860.588	9395.022
SV016	-10315.336	7601.740	-31948.537	10188.661	-32254.814	11944.858
SV017	-10315.336	7601.740	-31948.537	10188.661	-32254.814	11944.858
SV018	-10715.663	7787.639	-32853.766	10316.742	-33165.422	12015.286
SV019	-10715.663	7787.639	-32853.766	10316.742	-33165.422	12015.286
SV020	-8257.700	6307.717	-26376.335	8732.525	-26621.454	10325.409
SV021	-8257.700	6307.717	-26376.335	8732.525	-26621.454	10325.409
SV022	-8277.049	5895.148	-25397.098	8061.286	-25735.978	9395.022
SV023	-10681.194	7601.740	-32436.348	10188.661	-32864.577	11944.858
SV024	-11081.521	7787.639	-33341.576	10316.742	-33775.185	12015.286
SV025	-8623.558	6307.717	-26864.146	8732.525	-27231.217	10325.409
SV026	-7751.815	5895.148	-24696.786	8061.286	-24860.588	9395.022

구 분	S7(절점15)		S8(절점16)		S9(절점19)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	-33275.311	-10258.243	-32701.374	-10239.506	-11016.850	-7697.092
SV002	-28647.753	-9014.333	-28143.475	-8995.596	-9360.433	-6616.868
SV003	-34865.436	-10562.553	-34274.458	-10543.816	-11673.871	-8038.143
SV004	-28177.107	-8402.811	-27707.075	-8384.074	-9742.984	-6246.790
SV005	-33885.074	-10258.243	-33311.137	-10239.506	-11504.661	-7697.092
SV006	-29257.516	-9014.333	-28753.238	-8995.596	-9848.244	-6616.868
SV007	-35475.200	-10562.553	-34884.221	-10543.816	-12161.682	-8038.143
SV008	-33275.311	-10258.243	-32701.374	-10239.506	-11016.850	-7697.092
SV009	-33275.311	-10258.243	-32701.374	-10239.506	-11016.850	-7697.092
SV010	-28647.753	-9014.333	-28143.475	-8995.596	-9360.433	-6616.868
SV011	-28647.753	-9014.333	-28143.475	-8995.596	-9360.433	-6616.868
SV012	-34865.436	-10562.553	-34274.458	-10543.816	-11673.871	-8038.143
SV013	-34865.436	-10562.553	-34274.458	-10543.816	-11673.871	-8038.143
SV014	-28177.107	-8402.811	-27707.075	-8384.074	-9742.984	-6246.790
SV015	-28177.107	-8402.811	-27707.075	-8384.074	-9742.984	-6246.790
SV016	-33885.074	-10258.243	-33311.137	-10239.506	-11504.661	-7697.092
SV017	-33885.074	-10258.243	-33311.137	-10239.506	-11504.661	-7697.092
SV018	-29257.516	-9014.333	-28753.238	-8995.596	-9848.244	-6616.868
SV019	-29257.516	-9014.333	-28753.238	-8995.596	-9848.244	-6616.868
SV020	-35475.200	-10562.553	-34884.221	-10543.816	-12161.682	-8038.143
SV021	-35475.200	-10562.553	-34884.221	-10543.816	-12161.682	-8038.143
SV022	-27301.717	-8402.811	-26831.685	-8384.074	-9042.672	-6246.790
SV023	-33275.311	-10258.243	-32701.374	-10239.506	-11016.850	-7697.092
SV024	-28647.753	-9014.333	-28143.475	-8995.596	-9360.433	-6616.868
SV025	-34865.436	-10562.553	-34274.458	-10543.816	-11673.871	-8038.143
SV026	-28177.107	-8402.811	-27707.075	-8384.074	-9742.984	-6246.790

구 분	S10(절점20)		S11(절점22)		S12(절점23)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	-10595.666	-5923.473	-246.082	-3638.003	-77.888	-1883.076
SV002	-8998.593	-5087.635	-219.992	-3049.179	-77.888	-1589.929
SV003	-11232.227	-6211.642	-256.496	-3872.691	-77.888	-2000.083
SV004	-9223.190	-4846.451	-565.267	-2938.326	-252.966	-1535.086
SV005	-10961.524	-5923.473	-489.988	-3638.003	-199.841	-1883.076
SV006	-9364.451	-5087.635	-463.897	-3049.179	-199.841	-1589.929
SV007	-11598.085	-6211.642	-500.401	-3872.691	-199.841	-2000.083
SV008	-10595.666	-5923.473	-246.082	-3638.003	-77.888	-1883.076
SV009	-10595.666	-5923.473	-246.082	-3638.003	-77.888	-1883.076
SV010	-8998.593	-5087.635	-219.992	-3049.179	-77.888	-1589.929
SV011	-8998.593	-5087.635	-219.992	-3049.179	-77.888	-1589.929
SV012	-11232.227	-6211.642	-256.496	-3872.691	-77.888	-2000.083
SV013	-11232.227	-6211.642	-256.496	-3872.691	-77.888	-2000.083
SV014	-9223.190	-4846.451	-565.267	-2938.326	-252.966	-1535.086
SV015	-9223.190	-4846.451	-565.267	-2938.326	-252.966	-1535.086
SV016	-10961.524	-5923.473	-489.988	-3638.003	-199.841	-1883.076
SV017	-10961.524	-5923.473	-489.988	-3638.003	-199.841	-1883.076
SV018	-9364.451	-5087.635	-463.897	-3049.179	-199.841	-1589.929
SV019	-9364.451	-5087.635	-463.897	-3049.179	-199.841	-1589.929
SV020	-11598.085	-6211.642	-500.401	-3872.691	-199.841	-2000.083
SV021	-11598.085	-6211.642	-500.401	-3872.691	-199.841	-2000.083
SV022	-8697.956	-4846.451	-215.111	-2938.326	-77.888	-1535.086
SV023	-10595.666	-5923.473	-246.082	-3638.003	-77.888	-1883.076
SV024	-8998.593	-5087.635	-219.992	-3049.179	-77.888	-1589.929
SV025	-11232.227	-6211.642	-256.496	-3872.691	-77.888	-2000.083
SV026	-9223.190	-4846.451	-565.267	-2938.326	-252.966	-1535.086

7.3 계수하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 24 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-36445.429	-1391.123	0.000	-39133.249	-1195.807	-36.977	
UL002	-33570.156	-17533.447	0.000	-36257.977	-17338.132	-36.977	
UL003	-33537.945	19674.054	0.000	-36225.766	19869.370	-36.977	
UL004	-26101.000	7500.051	-916.832	-28788.821	18675.569	-980.769	
UL005	-32355.771	3502.762	-555.876	-35043.592	10328.457	-606.333	
UL006	-30617.234	-6257.713	-555.876	-33305.055	567.981	-606.333	
UL007	-30597.758	16239.846	-555.876	-33285.578	23065.540	-606.333	
UL008	-32355.771	2.030	0.000	-35043.592	197.345	-36.977	
UL009	-32355.771	2.030	0.000	-35043.592	197.345	-36.977	
UL010	-30617.234	-9758.446	0.000	-33305.055	-9563.130	-36.977	
UL011	-30617.234	-9758.446	0.000	-33305.055	-9563.130	-36.977	
UL012	-30597.758	12739.113	0.000	-33285.578	12934.429	-36.977	
UL013	-30597.758	12739.113	0.000	-33285.578	12934.429	-36.977	
UL014	-25097.116	7211.588	-881.569	-27681.559	17957.278	-943.048	
UL015	-25097.116	7211.588	-881.569	-27681.559	17957.278	-943.048	
UL016	-31111.318	3368.040	-534.496	-33695.761	9931.208	-583.013	
UL017	-31111.318	3368.040	-534.496	-33695.761	9931.208	-583.013	
UL018	-29439.648	-6017.032	-534.496	-32024.091	546.136	-583.013	
UL019	-29439.648	-6017.032	-534.496	-32024.091	546.136	-583.013	
UL020	-29420.921	15615.236	-534.496	-32005.364	22178.404	-583.013	
UL021	-29420.921	15615.236	-534.496	-32005.364	22178.404	-583.013	
UL022	-20077.693	16954.564	3109.000	-22145.247	52586.807	3184.556	
UL023	-32355.771	2.030	0.000	-35043.592	408.439	-66.747	
UL024	-30617.234	-9758.446	0.000	-33305.055	-9352.036	-66.747	
UL025	-30597.758	12739.113	0.000	-33285.578	13145.523	-66.747	
UL026	-24093.231	6923.124	-846.306	-26574.296	17433.843	-932.806	

2) 교축직각방향(편심최대)

① 기둥 : 부재번호 24 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UE001	-30271.765	-1883.292	0.000	-32339.319	-1687.976	-36.977	
UE002	-27396.492	-18025.616	0.000	-29464.047	-17830.301	-36.977	
UE003	-27364.281	19181.885	0.000	-29431.836	19377.200	-36.977	
UE004	-19927.337	7007.882	-916.832	-21994.891	18183.400	-980.769	
UE005	-26182.107	3010.593	-555.876	-28249.662	9836.287	-606.333	
UE006	-24443.570	-6749.882	-555.876	-26511.125	75.812	-606.333	
UE007	-24424.094	15747.677	-555.876	-26491.648	22573.371	-606.333	
UE008	-26182.107	-490.140	0.000	-28249.662	-294.824	-36.977	
UE009	-26182.107	-490.140	0.000	-28249.662	-294.824	-36.977	
UE010	-24443.570	-10250.615	0.000	-26511.125	-10055.299	-36.977	
UE011	-24443.570	-10250.615	0.000	-26511.125	-10055.299	-36.977	
UE012	-24424.094	12246.944	0.000	-26491.648	12442.260	-36.977	
UE013	-24424.094	12246.944	0.000	-26491.648	12442.260	-36.977	
UE014	-18923.452	6719.419	-881.569	-20887.629	17465.109	-943.048	
UE015	-18923.452	6719.419	-881.569	-20887.629	17465.109	-943.048	
UE016	-24937.654	2875.871	-534.496	-26901.831	9439.039	-583.013	
UE017	-24937.654	2875.871	-534.496	-26901.831	9439.039	-583.013	
UE018	-23265.984	-6509.201	-534.496	-25230.161	53.967	-583.013	
UE019	-23265.984	-6509.201	-534.496	-25230.161	53.967	-583.013	
UE020	-23247.257	15123.067	-534.496	-25211.434	21686.235	-583.013	
UE021	-23247.257	15123.067	-534.496	-25211.434	21686.235	-583.013	
UE022	-20077.693	6745.231	3109.000	-22145.247	18722.807	3184.556	
UE023	-26182.107	-490.140	0.000	-28249.662	-83.730	-66.747	
UE024	-24443.570	-10250.615	0.000	-26511.125	-9844.205	-66.747	
UE025	-24424.094	12246.944	0.000	-26491.648	12653.354	-66.747	
UE026	-17919.567	6430.955	-846.306	-19780.366	16941.674	-932.806	

3) 교축방향 (교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-36445.429	-935.082	0.000	-39133.249	-935.082	0.000	
ULB02	-33570.156	-766.896	0.000	-36257.977	-766.896	0.000	
ULB03	-33537.945	-952.220	0.000	-36225.766	-952.220	0.000	
ULB04	-26101.000	-1177.474	186.745	-28788.821	-3615.687	213.706	
ULB05	-32355.771	-1087.102	93.373	-35043.592	-2306.209	106.853	
ULB06	-30617.234	-985.409	93.373	-33305.055	-2204.515	106.853	
ULB07	-30597.758	-1097.465	93.373	-33285.578	-2316.571	106.853	
ULB08	-32355.771	-818.635	0.000	-35043.592	-818.635	0.000	
ULB09	-32355.771	-818.635	0.000	-35043.592	-818.635	0.000	
ULB10	-30617.234	-716.941	0.000	-33305.055	-716.941	0.000	
ULB11	-30617.234	-716.941	0.000	-33305.055	-716.941	0.000	
ULB12	-30597.758	-828.997	0.000	-33285.578	-828.997	0.000	
ULB13	-30597.758	-828.997	0.000	-33285.578	-828.997	0.000	
ULB14	-25097.116	-1132.186	179.563	-27681.559	-3476.623	205.486	
ULB15	-25097.116	-1132.186	179.563	-27681.559	-3476.623	205.486	
ULB16	-31111.318	-1045.291	89.781	-33695.761	-2217.509	102.743	
ULB17	-31111.318	-1045.291	89.781	-33695.761	-2217.509	102.743	
ULB18	-29439.648	-947.508	89.781	-32024.091	-2119.726	102.743	
ULB19	-29439.648	-947.508	89.781	-32024.091	-2119.726	102.743	
ULB20	-29420.921	-1055.254	89.781	-32005.364	-2227.473	102.743	
ULB21	-29420.921	-1055.254	89.781	-32005.364	-2227.473	102.743	
ULB22	-20077.693	3863.278	3373.000	-22145.247	44202.278	3519.000	
ULB23	-32355.771	-818.635	0.000	-35043.592	-818.635	0.000	
ULB24	-30617.234	-716.941	0.000	-33305.055	-716.941	0.000	
ULB25	-30597.758	-828.997	0.000	-33285.578	-828.997	0.000	
ULB26	-24093.231	-1086.899	172.380	-26574.296	-3337.558	197.267	

4) 교축방향(편심최대) (교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UEB01	-30271.765	-787.266	0.000	-32339.319	-787.266	0.000	
UEB02	-27396.492	-619.080	0.000	-29464.047	-619.080	0.000	
UEB03	-27364.281	-804.403	0.000	-29431.836	-804.403	0.000	
UEB04	-19927.337	-1029.657	186.745	-21994.891	-3467.871	213.706	
UEB05	-26182.107	-939.286	93.373	-28249.662	-2158.393	106.853	
UEB06	-24443.570	-837.592	93.373	-26511.125	-2056.699	106.853	
UEB07	-24424.094	-949.648	93.373	-26491.648	-2168.755	106.853	
UEB08	-26182.107	-670.818	0.000	-28249.662	-670.818	0.000	
UEB09	-26182.107	-670.818	0.000	-28249.662	-670.818	0.000	
UEB10	-24443.570	-569.124	0.000	-26511.125	-569.124	0.000	
UEB11	-24443.570	-569.124	0.000	-26511.125	-569.124	0.000	
UEB12	-24424.094	-681.180	0.000	-26491.648	-681.180	0.000	
UEB13	-24424.094	-681.180	0.000	-26491.648	-681.180	0.000	
UEB14	-18923.452	-984.370	179.563	-20887.629	-3328.806	205.486	
UEB15	-18923.452	-984.370	179.563	-20887.629	-3328.806	205.486	
UEB16	-24937.654	-897.474	89.781	-26901.831	-2069.692	102.743	
UEB17	-24937.654	-897.474	89.781	-26901.831	-2069.692	102.743	
UEB18	-23265.984	-799.692	89.781	-25230.161	-1971.910	102.743	
UEB19	-23265.984	-799.692	89.781	-25230.161	-1971.910	102.743	
UEB20	-23247.257	-907.438	89.781	-25211.434	-2079.656	102.743	
UEB21	-23247.257	-907.438	89.781	-25211.434	-2079.656	102.743	
UEB22	-20077.693	959.278	3373.000	-22145.247	14405.611	3519.000	
UEB23	-26182.107	-670.818	0.000	-28249.662	-670.818	0.000	
UEB24	-24443.570	-569.124	0.000	-26511.125	-569.124	0.000	
UEB25	-24424.094	-681.180	0.000	-26491.648	-681.180	0.000	
UEB26	-17919.567	-939.082	172.380	-19780.366	-3189.741	197.267	

5) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재11, 절점11)		우측 (부재13, 절점14)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-49509.162	17714.150	-48365.285	-17534.994	
UL002	-51473.177	17865.570	-38410.687	-14508.301	
UL003	-37254.683	14232.334	-51785.363	-18109.325	
UL004	-32592.296	12232.002	-36879.689	-12672.713	
UL005	-42409.759	15546.789	-44235.807	-15612.696	
UL006	-43597.303	15638.345	-38216.748	-13782.603	
UL007	-35000.074	13441.505	-46303.762	-15959.967	
UL008	-43360.990	15546.789	-43284.576	-15612.696	
UL009	-43360.990	15546.789	-43284.576	-15612.696	
UL010	-44548.534	15638.345	-37265.517	-13782.603	
UL011	-44548.534	15638.345	-37265.517	-13782.603	
UL012	-35951.305	13441.505	-45352.530	-15959.967	
UL013	-35951.305	13441.505	-45352.530	-15959.967	
UL014	-31338.746	11761.541	-35461.240	-12185.301	
UL015	-31338.746	11761.541	-35461.240	-12185.301	
UL016	-40778.615	14948.836	-42534.430	-15012.208	
UL017	-40778.615	14948.836	-42534.430	-15012.208	
UL018	-41920.484	15036.871	-36746.873	-13252.503	
UL019	-41920.484	15036.871	-36746.873	-13252.503	
UL020	-33653.918	12924.524	-44522.848	-15346.122	
UL021	-33653.918	12924.524	-44522.848	-15346.122	
UL022	-26121.465	9409.232	-27318.524	-9748.241	
UL023	-43360.990	15546.789	-43284.576	-15612.696	
UL024	-44548.534	15638.345	-37265.517	-13782.603	
UL025	-35951.305	13441.505	-45352.530	-15959.967	
UL026	-30085.197	11291.079	-34042.790	-11697.889	

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	-148.310	2778.674	-192.804	5266.949	-15684.800	8719.091
UL002	-148.310	2935.274	-195.309	5577.798	-16535.612	9072.285
UL003	-148.310	1974.965	-179.944	3672.969	-11321.969	6537.413
UL004	-148.310	1840.055	277.417	3406.689	-10137.931	5960.250
UL005	-148.310	2407.592	130.211	4531.497	-13354.738	7628.387
UL006	-148.310	2502.280	128.696	4719.453	-13869.183	7841.946
UL007	-148.310	1921.629	137.986	3567.696	-10716.748	6309.233
UL008	-148.310	2407.592	-186.866	4531.497	-13671.815	7628.387
UL009	-148.310	2407.592	-186.866	4531.497	-13671.815	7628.387
UL010	-148.310	2502.280	-188.381	4719.453	-14186.260	7841.946
UL011	-148.310	2502.280	-188.381	4719.453	-14186.260	7841.946
UL012	-148.310	1921.629	-179.091	3567.696	-11033.825	6309.233
UL013	-148.310	1921.629	-179.091	3567.696	-11033.825	6309.233
UL014	-142.605	1769.284	266.747	3275.663	-9748.010	5731.010
UL015	-142.605	1769.284	266.747	3275.663	-9748.010	5731.010
UL016	-142.605	2314.992	125.203	4357.209	-12841.094	7334.987
UL017	-142.605	2314.992	125.203	4357.209	-12841.094	7334.987
UL018	-142.605	2406.039	123.746	4537.935	-13335.753	7540.332
UL019	-142.605	2406.039	123.746	4537.935	-13335.753	7540.332
UL020	-142.605	1847.720	132.679	3430.477	-10304.565	6066.570
UL021	-142.605	1847.720	132.679	3430.477	-10304.565	6066.570
UL022	-114.084	1415.427	-136.758	2620.530	-8148.564	4584.808
UL023	-148.310	2407.592	-186.866	4531.497	-13671.815	7628.387
UL024	-148.310	2502.280	-188.381	4719.453	-14186.260	7841.946
UL025	-148.310	1921.629	-179.091	3567.696	-11033.825	6309.233
UL026	-136.901	1698.512	256.077	3144.636	-9358.090	5501.769

구 분	S4(절점6)		S5(절점9)		S6(절점10)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	-15929.077	11332.865	-48150.615	15053.528	-48783.260	17695.677
UL002	-16789.779	11732.548	-50096.856	15328.902	-50741.067	17847.097
UL003	-11505.159	8550.715	-36170.379	11922.835	-36671.536	14213.861
UL004	-10077.359	7663.692	-32105.822	10479.671	-32318.764	12213.529
UL005	-13409.937	9882.261	-41533.098	13245.259	-41931.258	15528.316
UL006	-13930.362	10123.930	-42709.895	13411.764	-43115.048	15619.872
UL007	-10735.010	8200.032	-34289.235	11352.282	-34607.890	13423.032
UL008	-13885.553	9882.261	-42167.252	13245.259	-42723.951	15528.316
UL009	-13885.553	9882.261	-42167.252	13245.259	-42723.951	15528.316
UL010	-14405.978	10123.930	-43344.049	13411.764	-43907.741	15619.872
UL011	-14405.978	10123.930	-43344.049	13411.764	-43907.741	15619.872
UL012	-11210.626	8200.032	-34923.389	11352.282	-35400.582	13423.032
UL013	-11210.626	8200.032	-34923.389	11352.282	-35400.582	13423.032
UL014	-9689.768	7368.934	-30870.983	10076.607	-31075.735	11743.778
UL015	-9689.768	7368.934	-30870.983	10076.607	-31075.735	11743.778
UL016	-12894.170	9502.174	-39935.672	12735.826	-40318.517	14931.073
UL017	-12894.170	9502.174	-39935.672	12735.826	-40318.517	14931.073
UL018	-13394.579	9734.548	-41067.207	12895.927	-41456.777	15019.108
UL019	-13394.579	9734.548	-41067.207	12895.927	-41456.777	15019.108
UL020	-10322.125	7884.646	-32970.418	10915.656	-33276.817	12906.762
UL021	-10322.125	7884.646	-32970.418	10915.656	-33276.817	12906.762
UL022	-8277.049	5895.148	-25397.098	8061.286	-25735.978	9395.022
UL023	-13885.553	9882.261	-42167.252	13245.259	-42723.951	15528.316
UL024	-14405.978	10123.930	-43344.049	13411.764	-43907.741	15619.872
UL025	-11210.626	8200.032	-34923.389	11352.282	-35400.582	13423.032
UL026	-9302.177	7074.177	-29636.143	9673.543	-29832.706	11274.027

구 분	S7(절점15)		S8(절점16)		S9(절점19)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	-48335.458	-14912.834	-47501.021	-14888.475	-15999.956	-11238.977
UL002	-38386.209	-12238.427	-37701.539	-12214.068	-12438.659	-8916.495
UL003	-51754.228	-15567.100	-50883.152	-15542.741	-17412.552	-11972.236
UL004	-36630.240	-10923.655	-36019.197	-10899.296	-12665.879	-8120.827
UL005	-44050.596	-13335.716	-43304.478	-13311.357	-14956.059	-10006.220
UL006	-38034.771	-11718.633	-37379.210	-11694.274	-12802.717	-8601.929
UL007	-46117.760	-13731.319	-45349.488	-13706.960	-15810.186	-10449.586
UL008	-43257.904	-13335.716	-42511.786	-13311.357	-14321.905	-10006.220
UL009	-43257.904	-13335.716	-42511.786	-13311.357	-14321.905	-10006.220
UL010	-37242.079	-11718.633	-36586.517	-11694.274	-12168.563	-8601.929
UL011	-37242.079	-11718.633	-36586.517	-11694.274	-12168.563	-8601.929
UL012	-45325.067	-13731.319	-44556.795	-13706.960	-15176.032	-10449.586
UL013	-45325.067	-13731.319	-44556.795	-13706.960	-15176.032	-10449.586
UL014	-35221.384	-10503.514	-34633.843	-10480.092	-12178.730	-7808.488
UL015	-35221.384	-10503.514	-34633.843	-10480.092	-12178.730	-7808.488
UL016	-42356.343	-12822.804	-41638.921	-12799.382	-14380.826	-9621.365
UL017	-42356.343	-12822.804	-41638.921	-12799.382	-14380.826	-9621.365
UL018	-36571.896	-11267.917	-35941.548	-11244.495	-12310.304	-8271.085
UL019	-36571.896	-11267.917	-35941.548	-11244.495	-12310.304	-8271.085
UL020	-44344.000	-13203.192	-43605.277	-13179.770	-15202.102	-10047.679
UL021	-44344.000	-13203.192	-43605.277	-13179.770	-15202.102	-10047.679
UL022	-27301.717	-8402.811	-26831.685	-8384.074	-9042.672	-6246.790
UL023	-43257.904	-13335.716	-42511.786	-13311.357	-14321.905	-10006.220
UL024	-37242.079	-11718.633	-36586.517	-11694.274	-12168.563	-8601.929
UL025	-45325.067	-13731.319	-44556.795	-13706.960	-15176.032	-10449.586
UL026	-33812.529	-10083.374	-33248.489	-10060.888	-11691.581	-7496.148

구 분	S10(절점20)		S11(절점22)		S12(절점23)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	-15387.418	-8615.983	-346.232	-5324.130	-101.254	-2743.790
UL002	-11953.712	-6818.931	-290.139	-4058.158	-101.254	-2113.524
UL003	-16756.025	-9235.546	-368.621	-5828.709	-101.254	-2995.355
UL004	-11990.147	-6300.386	-734.847	-3819.824	-328.856	-1995.611
UL005	-14249.981	-7700.514	-636.984	-4729.404	-259.793	-2447.998
UL006	-12173.787	-6613.925	-603.067	-3963.933	-259.793	-2066.907
UL007	-15077.511	-8075.134	-650.521	-5034.499	-259.793	-2600.107
UL008	-13774.365	-7700.514	-319.907	-4729.404	-101.254	-2447.998
UL009	-13774.365	-7700.514	-319.907	-4729.404	-101.254	-2447.998
UL010	-11698.171	-6613.925	-285.990	-3963.933	-101.254	-2066.907
UL011	-11698.171	-6613.925	-285.990	-3963.933	-101.254	-2066.907
UL012	-14601.895	-8075.134	-333.444	-5034.499	-101.254	-2600.107
UL013	-14601.895	-8075.134	-333.444	-5034.499	-101.254	-2600.107
UL014	-11528.988	-6058.063	-706.584	-3672.908	-316.208	-1918.857
UL015	-11528.988	-6058.063	-706.584	-3672.908	-316.208	-1918.857
UL016	-13701.905	-7404.341	-612.484	-4547.504	-249.801	-2353.844
UL017	-13701.905	-7404.341	-612.484	-4547.504	-249.801	-2353.844
UL018	-11705.564	-6359.543	-579.872	-3811.474	-249.801	-1987.411
UL019	-11705.564	-6359.543	-579.872	-3811.474	-249.801	-1987.411
UL020	-14497.606	-7764.552	-625.501	-4840.864	-249.801	-2500.103
UL021	-14497.606	-7764.552	-625.501	-4840.864	-249.801	-2500.103
UL022	-8697.956	-4846.451	-215.111	-2938.326	-77.888	-1535.086
UL023	-13774.365	-7700.514	-319.907	-4729.404	-101.254	-2447.998
UL024	-11698.171	-6613.925	-285.990	-3963.933	-101.254	-2066.907
UL025	-14601.895	-8075.134	-333.444	-5034.499	-101.254	-2600.107
UL026	-11067.828	-5815.741	-678.320	-3525.992	-303.559	-1842.103

8. 두부보 설계

8.1 내민보의 설계 : 좌측 (절점 11)

1) 내민길이의 산정

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

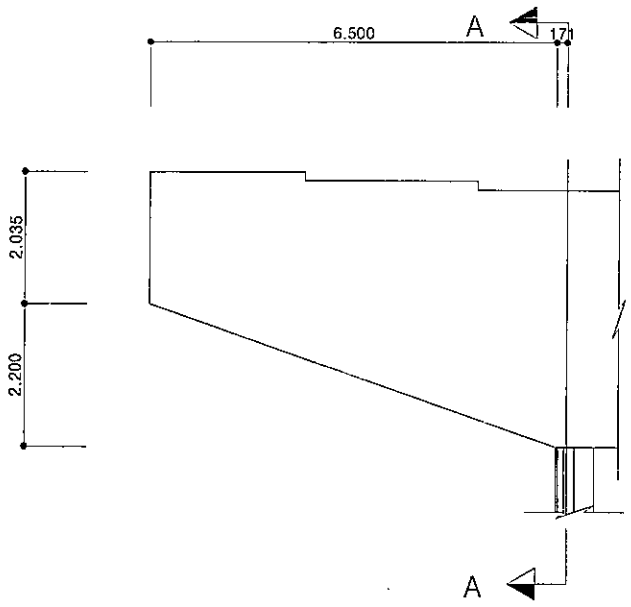
① 기둥의 단면적

$A = \pi \times 3.000^2 / 4 = 7.069\ m^2$

② 치환단면의 한변길이

$L = \sqrt{7.069} = 2.658\ m$

☞ 위험단면은 기둥끝단으로부터 0.171m(= 1.500 - 2.658/2)에 위치한다.



2) 브래킷 판정

① 위험단면에서의 작용력 : 『단면력 집계』 참조

Vu = 17865.570 kN - "ULO-02"

Mu = 51473.177 kN.m

Nu = 0.000 kN

② 브래킷 판정

a = 51473.177 / 17865.570 = 2.881 m

d = 3.550 - 0.200 = 3.350 m

a/d = 2.881 / 3.350 = 0.860 ≤ 1.0 ∴ 브래킷으로 검토

3) 브래킷 검토

* 단면제원 및 설계가정

fck=27MPa, fy=400MPa, Φ=0.80, Φf=0.80, Φv=0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	외단길이(mm)	Vu(kN)
3500.0	3550.5	3350.5	100.0	3180.8	17865.6

a = 2881.138 mm, d = 3350.454 mm

a / d (= 0.860) ≤ 1 → Bracket으로 설계. [콘크리트 구조설계기준] 7.9.2

지압면의 외단길이 ≥ 0.5d , 3180.805 mm ≥ 0.5 x 3350.454 mm ∴ O.K

① 설계 단면력 산정

Vu = 17865.570 kN

Nuc = 0.20 x 17865.570 = 3573.114 kN

Mu = Mu' + Nuc x (h - d)

= 51473.177 + 3573.114 x (3.550 - 3.350)

= 52187.800 kN.m

② 전단마찰철근(Avf)의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우 , [도로교 설계기준] 4.4.6.4

Vn_max ≤ 0.2 x fck x bo x d , 5.6 x bo x d

≤ 0.2 x 27 x 3500.000 x 3350.454 = 63323.581 kN

≤ 5.6 x 3500.000 x 3350.454 = 65668.898 kN

ΦVn_max = 0.80 x 63323.581 = 50658.864 kN ≥ Vu (=17865.570 kN) ∴ O.K

$$Avf = \frac{Vu}{\Phi v \times fy \times \mu}$$ (Φv=0.80, μ=1.4λ, λ=1.0 ; 일체로 친 보통 콘크리트)

= 17865570.000 / (0.80 x 400 x 1.4)

= 39878.504 mm²

③ 휨모멘트 철근(Af)의 설계

Mu = 51473.177 + 3573.114 x (3.550 - 3.350) = 52187.800 kN.m

$$a = \frac{Af \times fy}{0.85 \times fck \times B}$$

Mn = Mu / Φ = Af x fy x (d - a/2) → 위의 a를 대입하여 Af를 이차방정식으로 푼다.

$$Af = \frac{d - \sqrt{[d^2 - 4 \times Mu / (1.7 \times fck \times B \times \Phi)]}}{2 \times fy / (1.7 \times fck \times B)}$$

= 50706.195 mm²

④ 수평인장 철근(An)의 설계

Nuc = 0.20 x 17865.570 = 3573.114 kN

An = Nuc / (Φ x fy) = 11165.981 mm²

⑤ 주인장철근(As)의 산정

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

→ As = 61872.176 mm²

As(min) = 0.04 x (fck / fy) x B x d

= 0.04 x (27 / 400) x 3500.000 x 3350.454

= 31661.790 ㎟

Use As = 66712.800 ㎟ (철근도심 200.00 ㎜)

1단 : H32-14.0EA + H32-14.0EA , d1 = 100.00 ㎜

2단 : H32-14.0EA + H32-14.0EA , d2 = 200.00 ㎜

3단 : H32-14.0EA + H32-14.0EA , d3 = 300.00 ㎜

Use As ≥ 61872.176 ㎟ , 31661.790 ㎟ ∴ O.K

⑥ 폐쇄 스터럽,띠철근(Ah)의 산정

Ah = 0.5 x (As - An) = 0.5 x (61872.176 - 11165.981)

= 25353.098 ㎟

사용철근량 (1단) : H22 - 6.0 EA = 2322.600 ㎟

철근의 배치 범위 : 2/3 d = 2/3 x 3350.45 = 2233.64 ㎜구간에 13.0 단 설치

▶ 사용철근량(13.0단) : H22 - 78.00 EA = 30193.800 ㎟ ≥ 25353.098 ㎟ ∴ 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 = 2.9 < 2d(=6.901) ∴ 깊은 보로 전단설계

- a/2 = 1.441 m (< d = 3.450 m) L 위험단면 위치

- Vu = 12253.826 kN - "ULO-02

부재번호 : 6 (I단 : 절점6, J단 : 절점7) 부재길이(L) : 1.379 m

Vui = 11732.548 kN (I단), Vuj = 12261.719 kN (J단)

검토위치(Lc) = 5.230 m (두부보 좌측단에서의 거리)

Vu = Vui + (Vuj - Vui)/L x (Lc - I단 좌표)

= 11732.548 + (12261.719 - 11732.548)/1.379 x (5.230 - 3.872)

= 12253.826 kN

* 단면제원 및 설계가정

B(㎜)	Ln(㎜)	d(㎜)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3500.0	5762.3	3350.5	12253.8	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 3500.00 x 3350.45

= 40622.096 kN ≥ Vu(= 12253.826 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3500.00 x 3350.45 = 8124.419 kN

< Vu (= 12253.826 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 150.00 ㎜ ≤ d/5 또는 300 ㎜ ∴ O.K

Av = H19 - 6.0 EA (=1719.000 ㎟) ≥ 0.0025 x b x s (=1312.500 ㎟) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=787.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 19529.051 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (19529.051 + 10155.524)

= 23747.660 kN ≥ Vu(= 12253.826 kN) ∴ O.K

5) 수평력에 의한 검토

- 교축방향 지진시 수평력과 두부보관성력으로 교축방향 모멘트를 산정

→ 두부보자중에의한 관성력 산정 : 설계수평진도 (Kh = 0.154 x 1.000 = 0.154)

w1 = 2.035 x 6.671 x 3.500 x 25.000 x 0.154 = 182.930 kN

w2 = 2.200 x (6.671-0.171) / 2 x 3.500 x 25.000 x 0.154 = 96.346 kN

w3 = 2.200 x (6.671-6.500) x 3.500 x 25.000 x 0.154 = 5.069 kN

Vc = 182.930 + 96.346 + 5.069 = 284.345 kN

Mc = 182.930 x 3.336 + 96.346 x 2.338 + 5.069 x 0.086 = 835.821 kN.m

Vu = 257.480 x sin 87.27 + 234.090 x cos 87.27 +
255.600 x sin 87.27 + 234.110 x cos 87.27 +
253.810 x sin 87.27 + 234.090 x cos 87.27 +
257.440 x sin 87.27 + 236.890 x cos 87.27 +
255.580 x sin 87.27 + 236.940 x cos 87.27 +
253.810 x sin 87.27 + 236.960 x cos 87.27 +
284.345(Vc)

= 1883.677 kN

Mu = 257.480 x sin 87.27 x 5.556 + 234.090 x cos 87.27 x 5.556 +
255.600 x sin 87.27 x 2.799 + 234.110 x cos 87.27 x 2.799 +
253.810 x sin 87.27 x 0.041 + 234.090 x cos 87.27 x 0.041 +
257.440 x sin 87.27 x 5.572 + 236.890 x cos 87.27 x 5.572 +
255.580 x sin 87.27 x 2.827 + 236.940 x cos 87.27 x 2.827 +
253.810 x sin 87.27 x 0.083 + 236.960 x cos 87.27 x 0.083 +
835.821(Mc)

= 5355.055 kN.m

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
3550.5	3500.0	3400.0	100.0	5355.1	1883.7

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 10918.800 x 400.00 = 4367520.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 3550.454 = 81482.919 x a

T = C 이므로, a = 53.600 mm, c = 53.600 / β1 = 53.600 / 0.85 = 63.059 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (3400.00 - 63.059) / 63.059 = 0.15875

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4647.997 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 10918.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 2.349]

1단 : H22 - 20.0 EA, H32 - 4.0 EA (= 10918.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00090

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 53.600 mm

ΦMn = 0.85 x 10918.800 x 400 x (3400.00 - a/2) = 12522.640 kN.m

≥ Mu (= 5355.055 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.338]

* 전단에 대한 검토 (d = 3400.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3550.45 x 3400.00 = 8363.411 kN

ΦVc/2 ≥ Vu (= 1883.677 kN) , 전단보강 불필요.

6) 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 34268.103 x 1000000 / [66712.800 x (3350.454 - 821.496/3)]

= 166.958 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x66712.800/3500.0 + 7x66712.800/3500.0 x √[(1 + 2x3500.0x3350.5/(7x66712.800)]

= 821.496 mm

사용철근량 = 66712.8 mm² (철근도심 : 200.0 mm)

1단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

2단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

3단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 166.96) - 2.5 x 84.00 = 261.68 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 166.96) = 377.34 mm

Sa는 작은 값인 261.68 mm 를 적용

S = 3500.00 / 28.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 261.68 mm) ∴ O.K

7) 수평력 검토에 의한 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 5355.055 x 1000000 / [10918.800 x (3400.000 - 361.681/3)]

= 149.551 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x10918.800/3550.5 + 7x10918.800/3550.5 x √[(1 + 2x3550.5x3400.0/(7x10918.800)]

= 361.681 mm

사용철근량 = 10918.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H22 - 20.0 EA, H32 - 4.0 EA (= 10918.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 149.55) - 2.5 x 84.00 = 316.58 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 149.55) = 421.26 mm

Sa는 작은 값인 316.58 mm 를 적용

S = 3550.45 / 24.0 EA = 147.94 ≤ Sa (= 316.58 mm) ∴ O.K

8.2 내민보의 설계 : 우측 (절점 14)

1) 내민길이의 산정

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

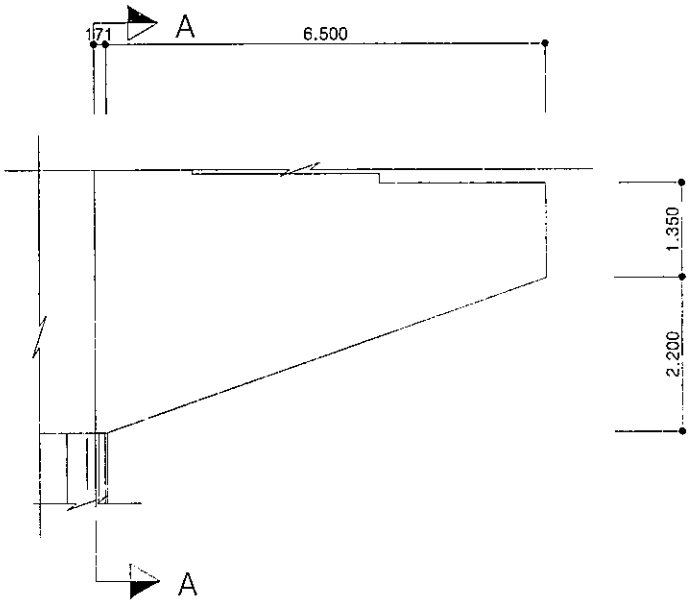
① 기둥의 단면적

A = π x 3.000² / 4 = 7.069 m²

② 치환단면의 한변길이

L = √7.069 = 2.658 m

☞ 위험단면은 기둥끝단으로부터 0.171m(= 1.500 - 2.658/2)에 위치한다.



2) 브래킷 판정

① 위험단면에서의 작용력 : 『단면력 집계』 참조

Vu = 18109.325 kN - "ULO-03"

Mu = 51785.363 kN.m

Nu = 0.000 kN

② 브래킷 판정

a = 51785.363 / 18109.325 = 2.860 m

d = 3.550 - 0.200 = 3.350 m

a/d = 2.860 / 3.350 = 0.853 ≤ 1.0 ∴ 브래킷으로 검토

3) 브래킷 검토

* 단면제원 및 설계가정

fck=27MPa, fy=400MPa, Φ=0.80, Φf=0.80, Φv=0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	외단길이(mm)	Vu(kN)
3500.0	3550.5	3350.5	100.0	2777.4	18109.3

a = 2859.597 mm, d = 3350.454 mm

a / d (= 0.853) ≤ 1 → Bracket으로 설계. [콘크리트 구조설계기준] 7.9.2

지압면의 외단길이 ≥ 0.5d , 2777.367 mm ≥ 0.5 x 3350.454 mm ∴ O.K

① 설계 단면력 산정

Vu = 18109.325 kN

Nuc = 0.20 x 18109.325 = 3621.865 kN

Mu = Mu' + Nuc x (h - d)

= 51785.363 + 3621.865 x (3.550 - 3.350)

= 52509.736 kN.m

② 전단마찰철근(Avf)의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우 , [도로교 설계기준] 4.4.6.4

Vn_max ≤ 0.2 x fck x bo x d , 5.6 x bo x d

≤ 0.2 x 27 x 3500.000 x 3350.454 = 63323.581 kN

≤ 5.6 x 3500.000 x 3350.454 = 65668.898 kN

ΦVn_max = 0.80 x 63323.581 = 50658.864 kN ≥ Vu (=18109.325 kN) ∴ O.K

$$Avf = \frac{Vu}{\Phi v \times fy \times \mu}$$ (Φv=0.80, μ=1.4λ, λ=1.0 ; 일체로 친 보통 콘크리트)

= 18109325.000 / (0.80 x 400 x 1.4)

= 40422.600 mm²

③ 휨모멘트 철근(Af)의 설계

Mu = 51785.363 + 3621.865 x (3.550 - 3.350) = 52509.736 kN.m

$$a = \frac{Af \times fy}{0.85 \times fck \times B}$$

Mn = Mu / Φ = Af x fy x (d - a/2) → 위의 a를 대입하여 Af를 이차방정식으로 푼다.

$$Af = \frac{d - \sqrt{[d^2 - 4 \times Mu / (1.7 \times fck \times B \times \Phi)]}}{2 \times fy / (1.7 \times fck \times B)}$$

= 51032.697 mm²

④ 수평인장 철근(An)의 설계

Nuc = 0.20 x 18109.325 = 3621.865 kN

An = Nuc / (Φ x fy) = 11318.328 mm²

⑤ 주인장철근(As)의 산정

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

→ As = 62351.025 mm²

As(min) = 0.04 x (fck / fy) x B x d

= 0.04 x (27 / 400) x 3500.000 x 3350.454

= 31661.790 mm²

Use As = 66712.800 mm² (철근도심 200.00 mm)

1단 : H32-14.0EA + H32-14.0EA , d1 = 100.00 mm

2단 : H32-14.0EA + H32-14.0EA , d2 = 200.00 mm

3단 : H32-14.0EA + H32-14.0EA , d3 = 300.00 mm

Use As ≥ 62351.025 mm² , 31661.790 mm² ∴ O.K

⑥ 폐쇄 스터럽,띠철근(Ah)의 산정

Ah = 0.5 x (As - An) = 0.5 x (62351.025 - 11318.328)

= 25516.348 mm²

사용철근량 (1단) : H22 - 6.0 EA = 2322.600 mm²

철근의 배치 범위 : 2/3 d = 2/3 x 3350.45 = 2233.64 mm구간에 13.0 단 설치

▶ 사용철근량(13.0단) : H22 - 78.00 EA = 30193.800 mm² ≥ 25516.348 mm² ∴ 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 = 2.9 < 2d(=6.901) ∴ 깊은 보로 전단설계

- a/2 = 1.430 m (< d = 3.450 m) L 위험단면 위치

- Vu = 12436.910 kN - "ULO-03

부재번호 : 17 (I단 : 절점17, J단 : 절점18) 부재길이(L) : 1.265 m

Vui = -12953.819 kN (I단), Vuj = -12434.363 kN (J단)

검토위치(Lc) = 10.759 m (두부보 좌측단에서의 거리)

Vu = Vui + (Vuj - Vui)/L x (Lc - I단 좌표)

= -12953.819 + (-12434.363 - -12953.819)/1.265 x (10.759 - 9.500)

= -12436.910 kN

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3500.0	5719.2	3350.5	12436.9	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 3500.00 x 3350.45

= 40622.096 kN ≥ Vu(= 12436.910 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3500.00 x 3350.45 = 8124.419 kN

< Vu (= 12436.910 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1312.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=787.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 19534.830 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (19534.830 + 10155.524)

= 23752.283 kN ≥ Vu(= 12436.910 kN) ∴ O.K

5) 수평력에 의한 검토

- 교축방향 지진시 수평력과 두부보관성력으로 교축방향 모멘트를 산정

→ 두부보자중에의한 관성력 산정 : 설계수평진도 (Kh = 0.154 x 1.000 = 0.154)

w1 = 2.035 x 6.671 x 3.500 x 25.000 x 0.154 = 182.930 kN

w2 = 2.200 x (6.671-0.171) / 2 x 3.500 x 25.000 x 0.154 = 96.346 kN

w3 = 2.200 x (6.671-6.500) x 3.500 x 25.000 x 0.154 = 5.069 kN

Vc = 182.930 + 96.346 + 5.069 = 284.345 kN

Mc = 182.930 x 3.336 + 96.346 x 2.338 + 5.069 x 0.086 = 835.821 kN.m

Vu = 252.030 x sin 87.27 + 233.930 x cos 87.27 +
251.590 x sin 87.27 + 233.640 x cos 87.27 +
252.850 x sin 87.27 + 233.280 x cos 87.27 +
252.050 x sin 87.27 + 236.870 x cos 87.27 +
251.580 x sin 87.27 + 236.670 x cos 87.27 +
252.800 x sin 87.27 + 236.450 x cos 87.27 +
284.345(Vc)

= 1862.774 kN

Mu = 252.030 x sin 87.27 x 0.058 + 233.930 x cos 87.27 x 0.058 +
251.590 x sin 87.27 x 2.815 + 233.640 x cos 87.27 x 2.815 +
252.850 x sin 87.27 x 5.572 + 233.280 x cos 87.27 x 5.572 +
252.050 x sin 87.27 x 0.002 + 236.870 x cos 87.27 x 0.002 +
251.580 x sin 87.27 x 2.744 + 236.670 x cos 87.27 x 2.744 +
252.800 x sin 87.27 x 5.483 + 236.450 x cos 87.27 x 5.483 +
835.821(Mc)
= 5226.413 kN.m

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
3550.5	3500.0	3400.0	100.0	5226.4	1862.8

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 10918.800 x 400.00 = 4367520.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 3550.454 = 81482.919 x a

T = C 이므로, a = 53.600 mm, c = 53.600 / β1 = 53.600 / 0.85 = 63.059 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (3400.00 - 63.059) / 63.059 = 0.15875

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4535.972 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 10918.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 2.407]

1단 : H22 - 20.0 EA, H32 - 4.0 EA (= 10918.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00090

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 53.600 mm

ΦMn = 0.85 x 10918.800 x 400 x (3400.00 - a/2) = 12522.640 kN.m

≥ Mu (= 5226.413 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.396]

* 전단에 대한 검토 (d = 3400.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3550.45 x 3400.00 = 8363.411 kN

ΦVc/2 ≥ Vu (= 1862.774 kN) , 전단보강 불필요.

6) 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 35618.278 x 1000000 / [66712.800 x (3350.454 - 821.496/3)]

= 173.536 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x66712.800/3500.0 + 7x66712.800/3500.0 x √[(1 + 2x3500.0x3350.5/(7x66712.800)]

= 821.496 mm

사용철근량 = 66712.8 mm² (철근도심 : 200.0 mm)

1단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

2단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

3단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 173.54) - 2.5 x 84.00 = 243.80 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 173.54) = 363.04 mm

Sa는 작은 값인 243.80 mm 를 적용

S = 3500.00 / 28.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 243.80 mm) ∴ O.K

7) 수평력 검토에 의한 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 5226.413 x 1000000 / [10918.800 x (3400.000 - 361.681/3)]

= 145.958 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x10918.800/3550.5 + 7x10918.800/3550.5 x √[(1 + 2x3550.5x3400.0/(7x10918.800)]

= 361.681 mm

사용철근량 = 10918.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H22 - 20.0 EA, H32 - 4.0 EA (= 10918.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 145.96) - 2.5 x 84.00 = 329.54 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 145.96) = 431.63 mm

Sa는 작은 값인 329.54 mm 를 적용

S = 3550.45 / 24.0 EA = 147.94 ≤ Sa (= 329.54 mm) ∴ O.K

8.3 교량받침 위치 검토

1) 받침위치1(교량받침7) : UL0-02(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 = 0.051 (148.31/2935.27) < 2d(=4.614) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3500.0	5762.3	2207.0	2935.3	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 3500.00 x 2206.97

= 26758.080 kN ≥ Vu(= 2935.274 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3500.00 x 2206.97 = 5351.616 kN

≥ Vu (= 2935.274 kN) , 전단보강 불필요.

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 114.084 x 1000000 / [66712.800 x (2206.969 - 645.506/3)]

= 0.859 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x66712.800/3500.0 + 7x66712.800/3500.0 x √[(1 + 2x3500.0x2207.0/(7x66712.800)]

= 645.506 mm

사용철근량 = 66712.8 mm² (철근도심 : 200.0 mm)

1단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

2단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

3단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 0.86) - 2.5 x 84.00 = 91513.26 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 0.86) = 73378.61 mm

Sa는 작은 값인 73378.61 mm 를 적용

S = 3500.00 / 28.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 73378.61 mm) ∴ O.K

2) 받침위치2(교량받침1) : UL0-02(절점 3)

: 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 = 0.035 (195.31/5577.80) < 2d(=4.625) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3500.0	5762.3	2212.4	5577.8	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d
= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 3500.00 x 2212.38
= 26823.738 kN ≥ Vu(= 5577.798 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d
= 0.80 x 1/6 x √27 x 3500.00 x 2212.38 = 5364.748 kN
< Vu (= 5577.798 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1312.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=787.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 12632.957 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (12632.957 + 6705.934)
= 15471.114 kN ≥ Vu(= 5577.798 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 144.909 x 1000000 / [66712.800 x (2212.385 - 646.433/3)]
= 1.088 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x66712.800/3500.0 + 7x66712.800/3500.0 x √[(1 + 2x3500.0x2212.4/(7x66712.800)]
= 646.433 mm

사용철근량 = 66712.8 mm² (철근도심 : 200.0 mm)
1단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)
2단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)
3단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 1.09) - 2.5 x 84.00 = 72187.46 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 1.09) = 57917.96 mm

Sa는 작은 값인 57917.96 mm 를 적용

S = 3500.00 / 28.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 57917.96 mm) ∴ O.K

3) 받침위치3(교량받침8) : UL0-02(절점 5)

: 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 = 1.823 (16535.61/9072.28) < 2d(=6.198) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3500.0	5762.3	2999.1	9072.3	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 3500.00 x 2999.13

= 36362.509 kN ≥ Vu(= 9072.285 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3500.00 x 2999.13 = 7272.502 kN

< Vu (= 9072.285 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1312.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=787.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 17400.210 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (17400.210 + 9090.627)

= 21192.670 kN ≥ Vu(= 9072.285 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 10912.508 x 1000000 / [66712.800 x (2999.129 - 771.076/3)]

= 59.653 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x66712.800/3500.0 + 7x66712.800/3500.0 x √[(1 + 2x3500.0x2999.1/(7x66712.800)]

= 771.076 mm

사용철근량 = 66712.8 mm² (철근도심 : 200.0 mm)

1단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

2단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

3단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 59.65) - 2.5 x 84.00 = 1110.14 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 59.65) = 1056.11 mm

Sa는 작은 값인 1056.11 mm 를 적용

S = 3500.00 / 28.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1056.11 mm) ∴ O.K

4) 받침위치4(교량받침2) : UL0-02(절점 6)

: 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 = 1.431 (16789.78/11732.55) < 2d(=6.217) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3500.0	5762.3	3008.6	11732.5	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 3500.00 x 3008.61

= 36477.410 kN ≥ Vu(= 11732.548 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3500.00 x 3008.61 = 7295.482 kN

< Vu (= 11732.548 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1312.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=787.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 17457.635 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (17457.635 + 9119.353)

= 21261.590 kN ≥ Vu(= 11732.548 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 11081.521 x 1000000 / [66712.800 x (3008.606 - 772.473/3)]

= 60.378 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x66712.800/3500.0 + 7x66712.800/3500.0 x √[(1 + 2x3500.0x3008.6/(7x66712.800)]
= 772.473 mm
사용철근량 = 66712.8 mm² (철근도심 : 200.0 mm)
1단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)
2단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)
3단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격
Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 60.38) - 2.5 x 84.00 = 1094.27 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 60.38) = 1043.42 mm
Sa는 작은 값인 1043.42 mm 를 적용
S = 3500.00 / 28.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1043.42 mm) ∴ O.K

5) 받침위치5(교량받침9) : ULO-02(절점 9)
: 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 = 3.268 (50096.86/15328.90) < 2d(=7.722) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3500.0	5762.3	3761.2	15328.9	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토
ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d
= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 3500.00 x 3761.17
= 45601.751 kN ≥ Vu(= 15328.902 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도
ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d
= 0.80 x 1/6 x √27 x 3500.00 x 3761.17 = 9120.350 kN
< Vu (= 15328.902 kN) , 전단보강 필요.
* 전단철근의 전단강도
ⓐ 수직 전단철근
s = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K
Av = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1312.500 mm²) ∴ O.K
ⓑ 수평 전단철근
sh = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K
Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=787.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 22017.765 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (22017.765 + 11400.438)

= 26734.562 kN ≥ Vu(= 15328.902 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 33341.576 x 1000000 / [66712.800 x (3761.169 - 877.255/3)]

= 144.080 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x66712.800/3500.0 + 7x66712.800/3500.0 x √[(1 + 2x3500.0x3761.2/(7x66712.800)]

= 877.255 mm

사용철근량 = 66712.8 mm² (철근도심 : 200.0 mm)

1단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

2단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

3단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 144.08) - 2.5 x 84.00 = 336.57 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 144.08) = 437.26 mm

Sa는 작은 값인 336.57 mm 를 적용

S = 3500.00 / 28.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 336.57 mm) ∴ O.K

6) 받침위치6(교량받침3) : UL0-02(절점 10)

: 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 = 2.843 (50741.07/17847.10) < 2d(=7.722) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3500.0	5762.3	3761.2	17847.1	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 3500.00 x 3761.17

= 45601.751 kN ≥ Vu(= 17847.097 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3500.00 x 3761.17 = 9120.350 kN

< Vu (= 17847.097 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1312.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=787.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 22017.765 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (22017.765 + 11400.438)

= 26734.562 kN ≥ Vu(= 17847.097 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 33775.185 x 1000000 / [66712.800 x (3761.169 - 877.255/3)]

= 145.954 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x66712.800/3500.0 + 7x66712.800/3500.0 x √[(1 + 2x3500.0x3761.2/(7x66712.800)]

= 877.255 mm

사용철근량 = 66712.8 mm² (철근도심 : 200.0 mm)

1단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

2단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

3단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 145.95) - 2.5 x 84.00 = 329.55 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 145.95) = 431.64 mm

Sa는 작은 값인 329.55 mm 를 적용

S = 3500.00 / 28.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 329.55 mm) ∴ O.K

7) 받침위치7(교량받침10) : ULO-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 = 3.325 (51754.23/15567.10) < 2d(=7.449) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3500.0	5719.2	3624.3	15567.1	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 3500.00 x 3624.26

= 43941.854 kN ≥ Vu(= 15567.100 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3500.00 x 3624.26 = 8788.371 kN

< Vu (= 15567.100 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1312.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=787.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 21193.966 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (21193.966 + 10985.463)

= 25743.544 kN ≥ Vu(= 15567.100 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 35475.200 x 1000000 / [66712.800 x (3624.263 - 859.016/3)]

= 159.309 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x66712.800/3500.0 + 7x66712.800/3500.0 x √[(1 + 2x3500.0x3624.3/(7x66712.800)]

= 859.016 mm

사용철근량 = 66712.8 mm² (철근도심 : 200.0 mm)

1단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

2단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

3단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 159.31) - 2.5 x 84.00 = 284.32 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 159.31) = 395.46 mm

Sa는 작은 값인 284.32 mm 를 적용

S = 3500.00 / 28.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 284.32 mm) ∴ O.K

8) 받침위치8(교량받침4) : ULO-03(절점 16)

: 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 = 3.274 (50883.15/15542.74) < 2d(=7.449) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3500.0	5719.2	3624.3	15542.7	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 3500.00 x 3624.26

= 43941.854 kN ≥ Vu(= 15542.741 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3500.00 x 3624.26 = 8788.371 kN

< Vu (= 15542.741 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1312.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=787.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 21193.966 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (21193.966 + 10985.463)

= 25743.544 kN ≥ Vu(= 15542.741 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 34884.221 x 1000000 / [66712.800 x (3624.263 - 859.016/3)]

= 156.655 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x66712.800/3500.0 + 7x66712.800/3500.0 x √[(1 + 2x3500.0x3624.3/(7x66712.800)]

= 859.016 mm

사용철근량 = 66712.8 mm² (철근도심 : 200.0 mm)

1단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

2단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

3단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 156.65) - 2.5 x 84.00 = 292.70 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 156.65) = 402.16 mm

Sa는 작은 값인 292.70 mm 를 적용

S = 3500.00 / 28.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 292.70 mm) ∴ O.K

9) 받침위치9(교량받침11) : UL0-03(절점 19)

: 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 = 1.454 (17412.55/11972.24) < 2d(=5.433) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3500.0	5719.2	2616.5	11972.2	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 3500.00 x 2616.49

= 31723.285 kN ≥ Vu(= 11972.236 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3500.00 x 2616.49 = 6344.657 kN

< Vu (= 11972.236 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1312.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=787.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 15087.414 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (15087.414 + 7930.821)

= 18414.589 kN ≥ Vu(= 11972.236 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 12161.682 x 1000000 / [66712.800 x (2616.492 - 712.752/3)]

= 76.631 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x66712.800/3500.0 + 7x66712.800/3500.0 x √[(1 + 2x3500.0x2616.5/(7x66712.800)]

= 712.752 mm

사용철근량 = 66712.8 mm² (철근도심 : 200.0 mm)

1단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

2단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

3단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 ㎜

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 76.63) - 2.5 x 84.00 = 817.65 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 76.63) = 822.12 ㎜

Sa는 작은 값인 817.65 ㎜ 를 적용

S = 3500.00 / 28.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 817.65 ㎜) ∴ O.K

10. 받침위치10(교량받침5) : ULO-03(절점 20)

: 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 = 1.814 (16756.03/9235.55) < 2d(=5.385) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3500.0	5719.2	2592.5	9235.5	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 3500.00 x 2592.46

= 31431.928 kN ≥ Vu(= 9235.546 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3500.00 x 2592.46 = 6286.386 kN

< Vu (= 9235.546 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 150.00 ㎜ ≤ d/5 또는 300 ㎜ ∴ O.K

Av = H19 - 6.0 EA (=1719.000 ㎟) ≥ 0.0025 x b x s (=1312.500 ㎟) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 150.00 ㎜ ≤ d/5 또는 300 ㎜ ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 ㎟) ≥ 0.0015 x b x sh (=787.500 ㎟) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 14941.801 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (14941.801 + 7857.982)

= 18239.826 kN ≥ Vu(= 9235.546 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 11598.085 x 1000000 / [66712.800 x (2592.462 - 708.954/3)]

= 73.786 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x66712.800/3500.0 + 7x66712.800/3500.0 x √[(1 + 2x3500.0x2592.5/(7x66712.800)]
= 708.954 mm
사용철근량 = 66712.8 mm² (철근도심 : 200.0 mm)
1단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)
2단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)
3단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격
Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 73.79) - 2.5 x 84.00 = 857.27 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 73.79) = 853.82 mm
Sa는 작은 값인 853.82 mm 를 적용
S = 3500.00 / 28.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 853.82 mm) ∴ O.K

11. 받침위치11(교량받침12) : UL0-03(절점 22)
: 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 = 0.063 (368.62/5828.71) < 2d(=3.305) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3500.0	5719.2	1552.5	5828.7	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토
ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d
= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 3500.00 x 1552.55
= 18823.624 kN ≥ Vu(= 5828.709 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도
ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d
= 0.80 x 1/6 x √27 x 3500.00 x 1552.55 = 3764.725 kN
< Vu (= 5828.709 kN) , 전단보강 필요.
* 전단철근의 전단강도
ⓐ 수직 전단철근
s = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K
Av = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1312.500 mm²) ∴ O.K
ⓑ 수평 전단철근
sh = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K
Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=787.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 8640.468 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (8640.468 + 4705.906)

= 10677.099 kN ≥ Vu(= 5828.709 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 500.401 x 1000000 / [66712.800 x (1552.546 - 523.918/3)]

= 5.444 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x66712.800/3500.0 + 7x66712.800/3500.0 x √[(1 + 2x3500.0x1552.5/(7x66712.800)]

= 523.918 mm

사용철근량 = 66712.8 mm² (철근도심 : 200.0 mm)

1단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

2단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

3단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 5.44) - 2.5 x 84.00 = 14256.43 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 5.44) = 11573.14 mm

Sa는 작은 값인 11573.14 mm 를 적용

S = 3500.00 / 28.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 11573.14 mm) ∴ O.K

12) 받침위치12(교량받침6) : UL0-03(절점 23)

: 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 = 0.034 (101.25/2995.36) < 2d(=3.245) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3500.0	5719.2	1522.4	2995.4	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 3500.00 x 1522.42

= 18458.401 kN ≥ Vu(= 2995.355 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3500.00 x 1522.42 = 3691.680 kN

≥ Vu (= 2995.355 kN) , 전단보강 불필요.

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 199.841 x 1000000 / [66712.800 x (1522.423 - 517.775/3)]

= 2.219 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x66712.800/3500.0 + 7x66712.800/3500.0 x √[(1 + 2x3500.0x1522.4/(7x66712.800)]

= 517.775 mm

사용철근량 = 66712.8 mm² (철근도심 : 200.0 mm)

1단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

2단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

3단 : H32 - 28.0 EA (= 22237.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 2.22) - 2.5 x 84.00 = 35275.85 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 2.22) = 28388.68 mm

Sa는 작은 값인 28388.68 mm 를 적용

S = 3500.00 / 28.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 28388.68 mm) ∴ 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	-29440.364	-39133.249	1195.807	1391.123	-36.977	-0.00122	축력최대
UL007	-29440.364	-33285.578	16239.846	23065.540	-606.333	0.01888	모멘트최대
UL022	-22646.434	-22145.247	16954.564	52586.807	3184.556	0.03576	탄성설계
UL022	-22646.434	-22145.247	6745.231	18722.807	3184.556	0.03576	소성설계
UE020	-21514.112	-25211.434	15123.067	21686.235	-583.013	0.01770	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	0.011	0.060	O.K	107122.412	39133.249	1527.029	2.737	O.K
모멘트최대	0.005	0.011	0.060	O.K	66505.591	33285.578	24828.353	1.998	O.K
탄성설계	0.005	0.011	0.060	O.K	23777.288	22145.247	53496.243	1.074	O.K
편심최대	0.005	0.011	0.060	O.K	57147.069	25211.434	22899.931	2.267	O.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 24, UL001)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=90.000도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2885.348	39133.249	1527.029	39.021

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

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

$= 39133.249 \times -0.00122 / (-36.977 \times 14.575)$

$= 0.089$

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 14.575 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 $\lambda = k \times Lu/r \leq 22$

$= 2.100 \times 15.935 / 0.750$

$= 44.618 > 22.000$ ∴ 장주

여기서, $r = \sqrt{(I/A)} = 0.750$: 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 15.935 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

$\delta s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$

$= 1 / (1 - 0.089)$

$= 1.098$

㉣ 확대 모멘트 산정

$M1 = M1ns + \delta s \times M1s$

$= 0.000 + 1.098 \times 1195.807$

$= 1312.631$ kN.m

$M2 = M2ns + \delta s \times M2s$

$= 0.000 + 1.098 \times 1391.123$

$= 1527.029$ kN.m

㉤ 철근비 검토

$Ag = 7068583.47$ mm² , $Ast = 77088.00$ mm² , $Puse = 0.01091$

- 1단 : H29 - 60EA ($As=38544.000$ mm²), $d1 = 100.000$ mm

- 2단 : H29 - 60EA ($As=38544.000$ mm²), $d2 = 129.000$ mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0109) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

$\rho min = 0.010 \times Aeff / Ag$, $Aeff = Pu / \{\Psi 0.80(0.85*fck+0.01*fy)\} = 2592979.658$ mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 mm²)이어야 하므로 3534291.735 mm² 를 적용.

㉥ 평형하중 산정

$cb = 600 / (600 + fy) \times d = 1740.000$ mm, $ab = k1 \times cb = 1479.000$ mm

$Cc = 0.85 \times 27.0 \times 3449012.674 = 79154.841$ kN, $\sum Csi = 12008.222$ kN, $\sum Tsi = 8856.844$ kN

$Pb = 79154.841 + 12008.222 - 8856.844 = 82306.219$ kN

$Mb = Cc \times 1391.568 + \sum(Csi*di) + \sum(Tsi*di) = 73658.487$ kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 894.932 mm, e = Mu/Pu = 39.021 mm)

㉦ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 3771.346$ mm, $a = k1 \times c = 3205.644$ mm 를 사용.

$Cc = 0.85 \times 27.0 \times 7069357.930 = 162241.764$ kN

$\sum Csi = 22083.071$ kN, $\sum Tsi = 0.000$ kN

$Pn = 162241.764 + 22083.071 - 0.000 = 184324.835$ kN

$Mn = Cc \times 1602.822 + \sum(Csi*di) + \sum(Tsi*di) = 7193.000$ kN.m

- 편심오차 : $|e - Mn/Pn(=39.023)| = 0.0022 \leq 0.010$ ∴ 허용오차 만족

㉧ 강도감소계수(Φ) 산정

$dt = 3000.00 - 100.00 = 2900.000$ mm

$c = 3771.346$ mm, $a = k1 \times c = 3205.644$ mm

$\varepsilon y = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\varepsilon t = 0.00300 \times (dt-c) / c = 0.00300 \times (2900.00-3771.35) / 3771.35 = -0.00069$

$\varepsilon t \leq \varepsilon y$ 이므로 압축지배단면이며, $\Phi = 0.70$ 를 적용한다.

㉨ 축방향력 및 휨에대한 검토

$MaxPn = 0.80 \times \{0.85\ fck*(Ag-Ast) + fy*Ast\} = 153032.017$ kN < $Pn = 184324.835$ kN

$\Phi Pn = 0.70 \times 153032.017 = 107122.412$ kN ≥ $Pu = 39133.249$ kN ∴ O.K

$\Phi Mn = \Phi Pn \times 0.039 = 4180.051$ kN.m ≥ $Mu = 1527.029$ kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 24, UL007)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=90.000도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2885.348	33285.578	24828.353	745.919

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 33285.578 x 0.01888 / (-606.333 x 14.575)

= 0.071

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 14.575 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 15.935 / 0.750

= 44.618 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.750 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 15.935 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.071)

= 1.076

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.076 x 16239.846

= 17480.997 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.076 x 23065.540

= 24828.353 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 mm² , Ast = 77088.00 mm² , Puse = 0.01091

- 1단 : H29 - 60EA (As=38544.000 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 60EA (As=38544.000 mm²), d2 = 129.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0109) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 2205511.397 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 mm²)이어야 하므로 3534291.735 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1740.000 mm, ab = k1 x cb = 1479.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 3449012.674 = 79154.841 kN, ∑Csi = 12008.222 kN, ∑Tsi = 8856.844 kN

Pb = 79154.841 + 12008.222 - 8856.844 = 82306.219 kN

Mb = Cc x 1391.568 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 73658.487 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 894.932 mm, e = Mu/Pu = 745.919 mm)

㈐ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1893.845 mm, a = k1 x c = 1609.769 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 3863456.243 = 88666.321 kN

∑Csi = 12742.449 kN, ∑Tsi = 6400.782 kN

Pn = 88666.321 + 12742.449 - 6400.782 = 95007.987 kN

Mn = Cc x 1382.654 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 70869.042 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=745.927) | = 0.0080 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈑ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 3000.00 - 100.00 = 2900.000 mm

c = 1893.845 mm, a = k1 x c = 1609.769 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2900.00-1893.85) / 1893.85 = 0.00159

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㈒ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 153032.017 kN ≥ Pn = 95007.987 kN

ΦPn = 0.70 x 95007.987 = 66505.591 kN ≥ Pu = 33285.578 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.746 = 49607.800 kN.m ≥ Mu = 24828.353 kN.m ∴ O.K

③ 탄성설계 : (부재 24, UL022)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=1.00, θ=90.000도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2885.348	22145.247	53496.243	2415.699

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 22145.247 x 0.03576 / (3184.556 x 14.575)

= 0.017

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 14.575 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 15.935 / 0.750

= 44.618 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.750 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 15.935 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.017)

= 1.017

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s
= 0.000 + 1.017 x 16954.564
= 17247.776 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s
= 0.000 + 1.017 x 52586.807
= 53496.243 kN.m

㉤ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 mm² , Ast = 77088.00 mm² , Puse = 0.01091
- 1단 : H29 - 60EA (As=38544.000 mm²), d1 = 100.000 mm
- 2단 : H29 - 60EA (As=38544.000 mm²), d2 = 129.000 mm
ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0109) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K
ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1467350.053 mm²
Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 mm²)이어야 하므로 3534291.735 mm² 를 적용.

㉥ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1740.000 mm, ab = k1 x cb = 1479.000 mm
Cc = 0.85 x 27.0 x 3449012.674 = 79154.841 kN, ∑Csi = 12008.222 kN, ∑Tsi = 8856.844 kN
Pb = 79154.841 + 12008.222 - 8856.844 = 82306.219 kN
Mb = Cc x 1391.568 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 73658.487 kN.m
eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 894.932 mm, e = Mu/Pu = 2415.699 mm)

㉦ 공칭강도 산정

- 반복사산법을 이용하여 c = 914.198 mm, a = k1 x c = 777.069 mm 를 사용.
Cc = 0.85 x 27.0 x 1452708.904 = 33339.669 kN
∑Csi = 7878.488 kN, ∑Tsi = 17440.869 kN
Pn = 33339.669 + 7878.488 - 17440.869 = 23777.288 kN
Mn = Cc x 1430.445 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 57438.876 kN.m
- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=2415.703) | = 0.0048 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉧ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 153032.017 kN ≥ Pn = 23777.288 kN
ΦPn = 1.00 x 23777.288 = 23777.288 kN ≥ Pu = 22145.247 kN ∴ O.K
ΦMn = ΦPn x 2.416 = 57438.763 kN.m ≥ Mu = 53496.243 kN.m ∴ O.K

④ 편심최대 : (부재 24, UE020)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=90.000도(종립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2885.348	25211.434	22899.931	908.315

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

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

$= 25211.434 \times 0.01770 / (-583.013 \times 14.575)$

$= 0.053$

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 14.575 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 $\lambda = k \times Lu/r \leq 22$

$= 2.100 \times 15.935 / 0.750$

$= 44.618 > 22.000$ ∴ 장주

여기서, $r = \sqrt{(I/A)} = 0.750$: 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 15.935 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

$\delta s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$

$= 1 / (1 - 0.053)$

$= 1.056$

㉣ 확대 모멘트 산정

$M1 = M1ns + \delta s \times M1s$

$= 0.000 + 1.056 \times 15123.067$

$= 15969.448$ kN.m

$M2 = M2ns + \delta s \times M2s$

$= 0.000 + 1.056 \times 21686.235$

$= 22899.931$ kN.m

㉰ 철근비 검토

$Ag = 7068583.47$ mm² , $Ast = 77088.00$ mm² , $Puse = 0.01091$

- 1단 : H29 - 60EA (As=38544.000 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 60EA (As=38544.000 mm²), d2 = 129.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0109) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

$\rho min = 0.010 \times Aeff / Ag$, $Aeff = Pu / \{\Psi 0.80(0.85 * fck + 0.01 * fy)\} = 1670516.433$ mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 mm²)이어야 하므로 3534291.735 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

$cb = 600 / (600 + fy) \times d = 1740.000$ mm, $ab = k1 \times cb = 1479.000$ mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 3449012.674 = 79154.841 kN, ∑Csi = 12008.222 kN, ∑Tsi = 8856.844 kN

Pb = 79154.841 + 12008.222 - 8856.844 = 82306.219 kN

Mb = Cc x 1391.568 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 73658.487 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 894.932 mm, e = Mu/Pu = 908.315 mm)

㉮ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1718.123 mm, a = k1 x c = 1460.405 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 3415650.755 = 78389.185 kN

∑Csi = 11943.754 kN, ∑Tsi = 9063.842 kN

Pn = 78389.185 + 11943.754 - 9063.842 = 81269.097 kN

Mn = Cc x 1388.306 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 73818.304 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=908.319) | = 0.0042 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉯ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 3000.00 - 100.00 = 2900.000 mm

c = 1718.123 mm, a = k1 x c = 1460.405 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2900.00-1718.12) / 1718.12 = 0.00206

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0021-0.0020) x (0.850-0.700) / (0.00500-0.00200) = 0.703

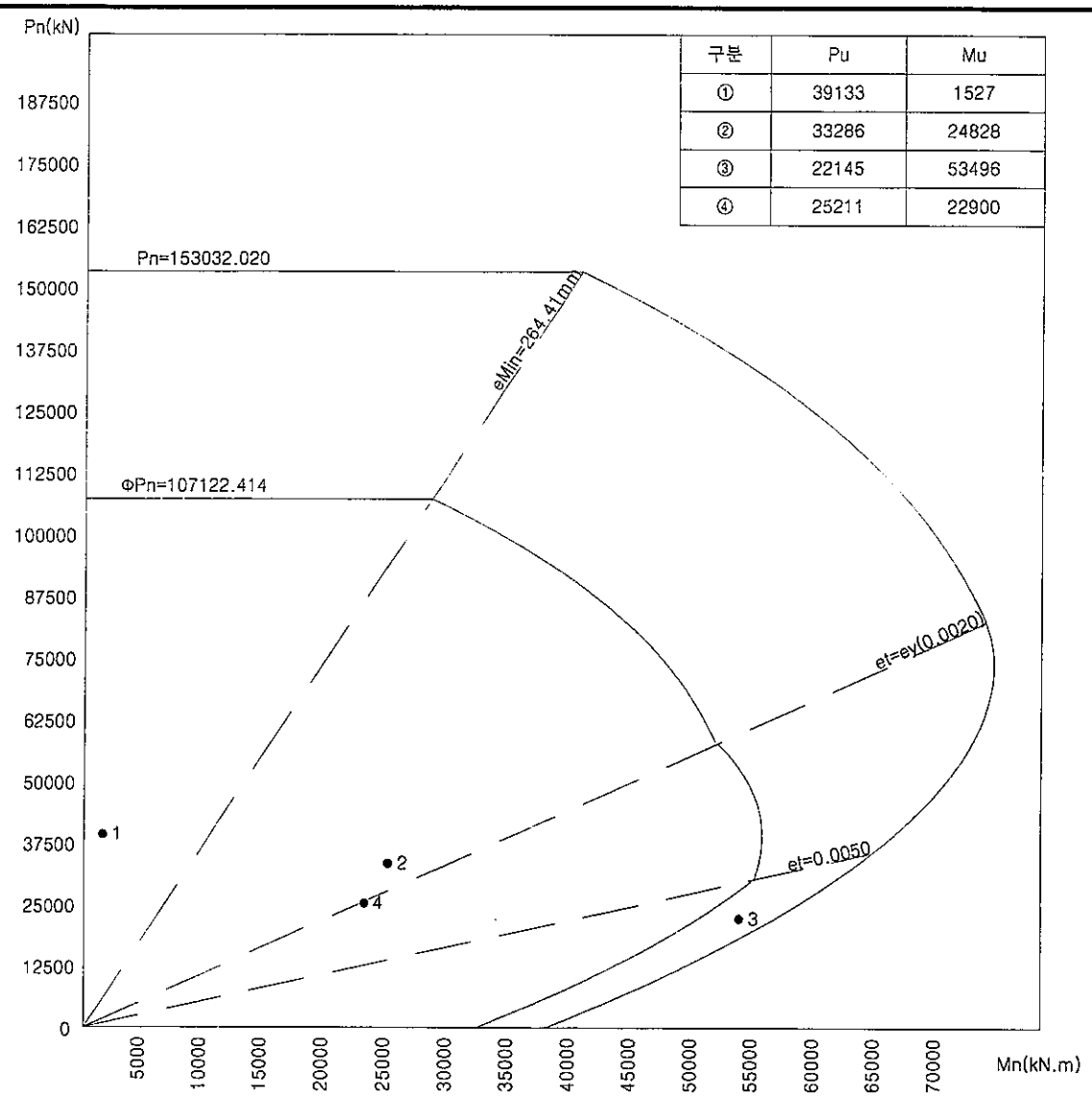
㉰ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 153032.017 kN ≥ Pn = 81269.097 kN

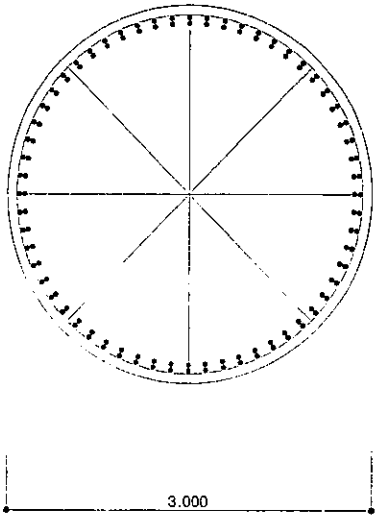
ΦPn = 0.70 x 81269.097 = 57147.069 kN ≥ Pu = 25211.434 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.908 = 51907.557 kN.m ≥ Mu = 22899.931 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	39133	1527
②	33286	24828
③	22145	53496
④	25211	22900



▣ 단면제원

R = 1500.000 mm
D = 2885.348 mm
Ag = 7068583.471 mm²
Aeff = 3534291.735 mm²

▣ 사용 철근

Ast = 77088.000 mm²
Puse = 0.01091
1단 : H29-60Ea
2단 : H29-60Ea

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	-29440.364	-39133.249	935.082	935.082	0.000	0.00086	축력최대
ULB04	-29440.364	-28788.821	1177.474	3615.687	213.706	0.00248	모멘트최대
ULB22	-22646.434	-22145.247	3863.278	44202.278	3519.000	0.02716	탄성설계
ULB22	-22646.434	-22145.247	959.278	14405.611	3519.000	0.02716	소성설계
UEB26	-20381.791	-19780.366	939.082	3189.741	197.267	0.00215	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	0.011	0.060	O.K	107122.412	39133.249	935.082	2.737	O.K
모멘트최대	0.005	0.011	0.060	O.K	107122.412	28788.821	3700.806	3.721	O.K
탄성설계	0.005	0.011	0.060	O.K	30502.112	22145.247	44739.148	1.377	O.K
편심최대	0.005	0.011	0.060	O.K	107122.412	19780.366	3238.316	5.416	O.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 24, ULB01)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2885.348	39133.249	935.082	23.895

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

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

$= 39133.249 \times 0.00086 / (0.000 \times 14.575)$

$= 0.000$

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 14.575 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 $\lambda = k \times Lu/r \leq 22$

$= 2.100 \times 15.935 / 0.750$

$= 44.618 > 22.000$ ∴ 장주

여기서, $r = \sqrt{(I/A)} = 0.750$: 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 15.935 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

$\delta s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$

$= 1 / (1 - 0.000)$

$= 1.000$

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s
= 0.000 + 1.000 x 935.082
= 935.082 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s
= 0.000 + 1.000 x 935.082
= 935.082 kN.m

㉤ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 mm² , Ast = 77088.00 mm² , Puse = 0.01091
- 1단 : H29 - 60EA (As=38544.000 mm²), d1 = 100.000 mm
- 2단 : H29 - 60EA (As=38544.000 mm²), d2 = 129.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0109) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 2592979.658 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 mm²)이어야 하므로 3534291.735 mm² 를 적용.

㉥ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1740.000 mm, ab = k1 x cb = 1479.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 3449012.674 = 79154.841 kN, ∑Csi = 12008.222 kN, ∑Tsi = 8856.844 kN

Pb = 79154.841 + 12008.222 - 8856.844 = 82306.219 kN

Mb = Cc x 1391.568 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 73658.487 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 894.932 mm, e = Mu/Pu = 23.895 mm)

㉦ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 4682.703 mm, a = k1 x c = 3980.298 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 7069357.930 = 162241.764 kN

∑Csi = 25004.655 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 162241.764 + 25004.655 - 0.000 = 187246.420 kN

Mn = Cc x 1990.149 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4475.646 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=23.902) | = 0.0076 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉧ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 3000.00 - 100.00 = 2900.000 mm

c = 4682.703 mm, a = k1 x c = 3980.298 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2900.00-4682.70) / 4682.70 = -0.00114

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉨ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 153032.017 kN < Pn = 187246.420 kN

ΦPn = 0.70 x 153032.017 = 107122.412 kN ≥ Pu = 39133.249 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.024 = 2559.671 kN.m ≥ Mu = 935.082 kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 24, ULB04)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2885.348	28788.821	3700.806	128.550

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 28788.821 x 0.00248 / (213.706 x 14.575)

= 0.023

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 14.575 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 15.935 / 0.750

= 44.618 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.750 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 15.935 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.023)

= 1.024

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.024 x 1177.474

= 1205.193 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.024 x 3615.687

= 3700.806 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 mm² , Ast = 77088.00 mm² , Puse = 0.01091

- 1단 : H29 - 60EA (As=38544.000 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 60EA (As=38544.000 mm²), d2 = 129.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0109) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1907555.062 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 mm²)이어야 하므로 3534291.735 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1740.000 mm, ab = k1 x cb = 1479.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 3449012.674 = 79154.841 kN, ∑Csi = 12008.222 kN, ∑Tsi = 8856.844 kN

Pb = 79154.841 + 12008.222 - 8856.844 = 82306.219 kN

Mb = Cc x 1391.568 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 73658.487 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 894.932 mm, e = Mu/Pu = 128.550 mm)

㉮ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 3143.412 mm, a = k1 x c = 2671.900 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 6649439.865 = 152604.645 kN

∑Csi = 19226.271 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 152604.645 + 19226.271 - 0.000 = 171830.916 kN

Mn = Cc x 1418.315 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 22087.971 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=128.545) | = 0.0053 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉯ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 3000.00 - 100.00 = 2900.000 mm

c = 3143.412 mm, a = k1 x c = 2671.900 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2900.00-3143.41) / 3143.41 = -0.00023

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉰ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 153032.017 kN < Pn = 171830.916 kN

ΦPn = 0.70 x 153032.017 = 107122.412 kN ≥ Pu = 28788.821 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.129 = 13770.596 kN.m ≥ Mu = 3700.806 kN.m ∴ O.K

③ 탄성설계 : (부재 24, ULB22)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=1.00

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2885.348	22145.247	44739.148	2020.260

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 22145.247 x 0.02716 / (3519.000 x 14.575)

= 0.012

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 14.575 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 15.935 / 0.750

= 44.618 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.750 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 15.935 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.012)

= 1.012

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s
= 0.000 + 1.012 x 3863.278
= 3910.200 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s
= 0.000 + 1.012 x 44202.278
= 44739.148 kN.m

㉤ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 mm² , Ast = 77088.00 mm² , Puse = 0.01091
- 1단 : H29 - 60EA (As=38544.000 mm²), d1 = 100.000 mm
- 2단 : H29 - 60EA (As=38544.000 mm²), d2 = 129.000 mm
ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0109) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K
ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1467350.053 mm²
Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 mm²)이어야 하므로 3534291.735 mm² 를 적용.

㉥ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1740.000 mm, ab = k1 x cb = 1479.000 mm
Cc = 0.85 x 27.0 x 3449012.674 = 79154.841 kN, ∑Csi = 12008.222 kN, ∑Tsi = 8856.844 kN
Pb = 79154.841 + 12008.222 - 8856.844 = 82306.219 kN
Mb = Cc x 1391.568 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 73658.487 kN.m
eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 894.932 mm, e = Mu/Pu = 2020.260 mm)

㉦ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1014.174 mm, a = k1 x c = 862.048 mm 를 사용.
Cc = 0.85 x 27.0 x 1679867.377 = 38552.956 kN
∑Csi = 8429.008 kN, ∑Tsi = 16479.852 kN
Pn = 38552.956 + 8429.008 - 16479.852 = 30502.112 kN
Mn = Cc x 1424.029 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 61622.152 kN.m
- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=2020.259) | = 0.0011 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉧ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 153032.017 kN ≥ Pn = 30502.112 kN
ΦPn = 1.00 x 30502.112 = 30502.112 kN ≥ Pu = 22145.247 kN ∴ O.K
ΦMn = ΦPn x 2.020 = 61622.185 kN.m ≥ Mu = 44739.148 kN.m ∴ O.K

④ 편심최대 : (부재 24, UEB26)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2885.348	19780.366	3238.316	163.714

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 19780.366 x 0.00215 / (197.267 x 14.575)

= 0.015

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 14.575 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 15.935 / 0.750

= 44.618 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.750 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 15.935 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.015)

= 1.015

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.015 x 939.082

= 953.383 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.015 x 3189.741

= 3238.316 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 mm² , Ast = 77088.00 mm² , Puse = 0.01091

- 1단 : H29 - 60EA (As=38544.000 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 60EA (As=38544.000 mm²), d2 = 129.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0109) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1310652.399 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 mm²)이어야 하므로 3534291.735 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1740.000 mm, ab = k1 x cb = 1479.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 3449012.674 = 79154.841 kN, ∑Csi = 12008.222 kN, ∑Tsi = 8856.844 kN

Pb = 79154.841 + 12008.222 - 8856.844 = 82306.219 kN

Mb = Cc x 1391.568 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 73658.487 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 894.932 mm, e = Mu/Pu = 163.714 mm)

㉮ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 3034.611 mm, a = k1 x c = 2579.419 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 6466197.978 = 148399.244 kN

∑Csi = 18579.946 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 148399.244 + 18579.946 - 0.000 = 166979.190 kN

Mn = Cc x 1406.278 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 27335.537 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=163.706) | = 0.0074 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉯ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 3000.00 - 100.00 = 2900.000 mm

c = 3034.611 mm, a = k1 x c = 2579.419 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2900.00-3034.61) / 3034.61 = -0.00013

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

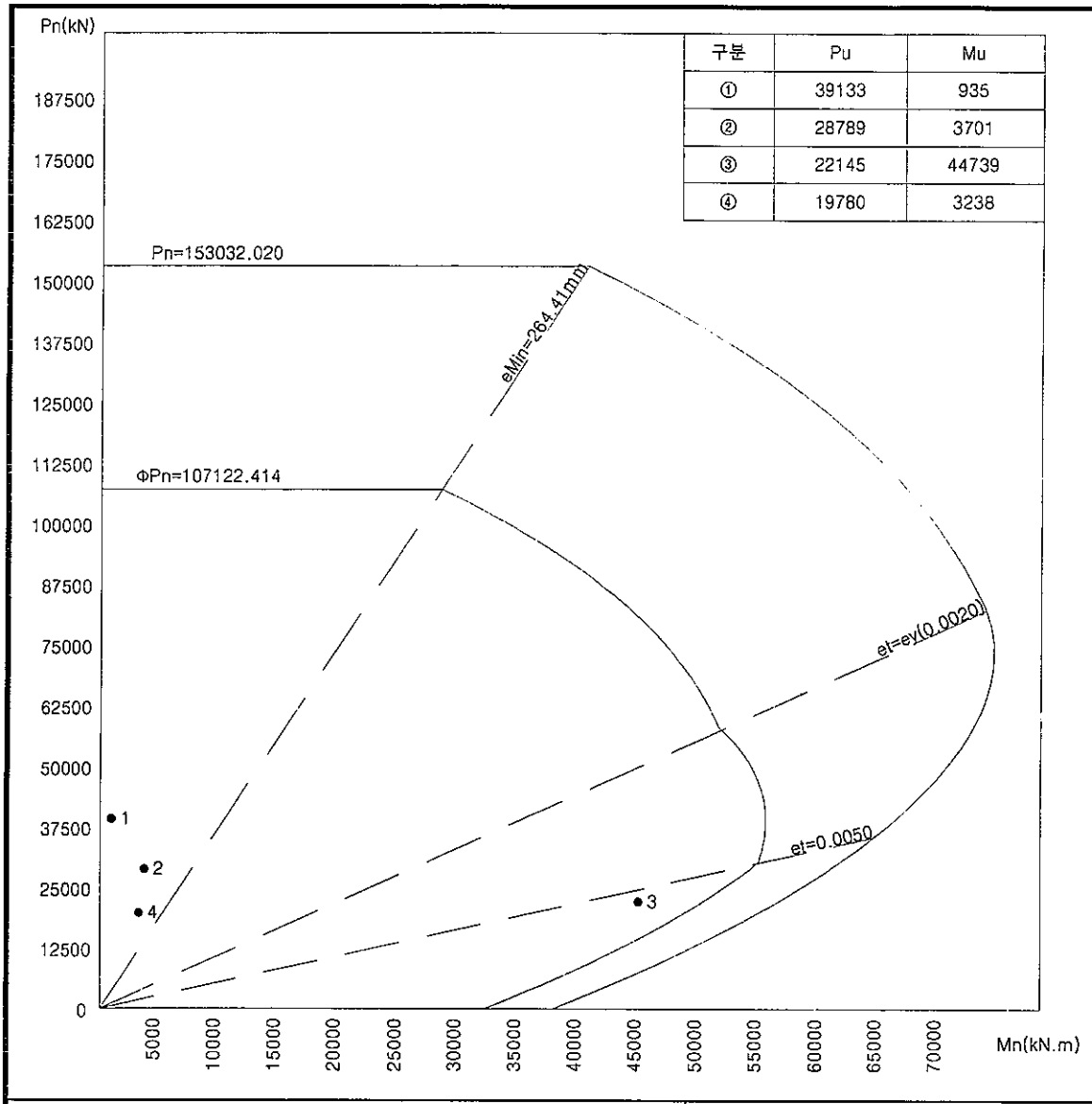
㉰ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 153032.017 kN < Pn = 166979.190 kN

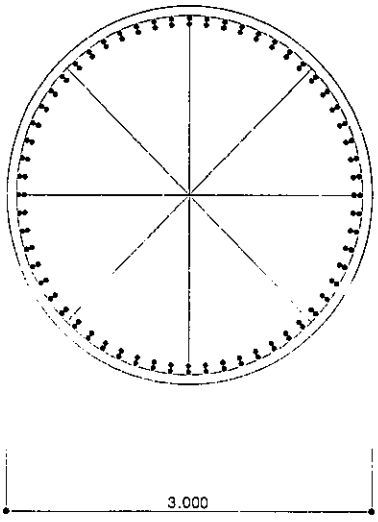
ΦPn = 0.70 x 153032.017 = 107122.412 kN ≥ Pu = 19780.366 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.164 = 17537.400 kN.m ≥ Mu = 3238.316 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	39133	935
②	28789	3701
③	22145	44739
④	19780	3238



▣ 단면제원

R = 1500.000 mm
D = 2885.348 mm
Ag = 7068583.471 mm²
Aeff = 3534291.735 mm²

▣ 사용 철근

Ast = 77088.000 mm²
Puse = 0.01091
1단 : H29-60Ea
2단 : H29-60Ea

9.3 합성부재력 검토

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pu(kN)	Mx(kN.m)	My(kN.m)	M2(kN.m)	비 고
UL01	-39133.249	935.082	1527.029	1790.585	축력최대
UL04	-28788.821	3700.806	19193.802	19547.327	모멘트최대
UL22	-22145.247	14637.109	53496.243	55462.537	탄성설계
UL22	-22145.247	14637.109	53496.243	55462.537	소성설계
UE26	-19780.366	3238.316	17234.663	17536.257	편심최대
UL07	-33285.578	2405.577	24828.353	24944.617	모멘트최대
UE20	-25211.434	2132.981	22899.931	22999.054	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 14388.278 kN.m를 사용하며,

교축직각방향 기둥검토시의 모멘트 확대계수를 적용한다.

Mx = 14388.278 x 1.017 = 14637.109 kN.m, 2) 교축직각방향 참조

- 지진시 모멘트(=14388.278) : [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	0.011	0.060	O.K	107122.412	39133.249	1790.585	2.737	O.K
모멘트최대	0.005	0.011	0.060	O.K	71120.773	28788.821	19547.327	2.470	O.K
탄성설계	0.005	0.011	0.060	O.K	22627.416	22145.247	55462.537	1.022	O.K
편심최대	0.005	0.011	0.060	O.K	58078.775	19780.366	17536.257	2.936	O.K
모멘트최대	0.005	0.011	0.060	O.K	66275.859	33285.578	24944.617	1.991	O.K
편심최대	0.005	0.011	0.060	O.K	56977.943	25211.434	22999.054	2.260	O.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 24, UL001)

【 기둥 : 하부 , 1/7 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=58.519도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2885.348	39133.249	1790.585	45.756

㉯ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 mm² , Ast = 77088.00 mm² , Puse = 0.01091

- 1단 : H29 - 60EA (As=38544.000 mm²), d1 = 100.000 mm
- 2단 : H29 - 60EA (As=38544.000 mm²), d2 = 129.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0109) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 2592979.658 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 mm²)이어야 하므로 3534291.735 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1740.000 mm, ab = k1 x cb = 1479.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 3449012.674 = 79154.841 kN, ∑Csi = 12008.222 kN, ∑Tsi = 8856.844 kN

Pb = 79154.841 + 12008.222 - 8856.844 = 82306.219 kN

Mb = Cc x 1391.568 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 73658.487 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 894.932 mm, e = Mu/Pu = 45.756 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 3511.367 mm, a = k1 x c = 2984.662 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 7064714.099 = 162135.189 kN

∑Csi = 20920.014 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 162135.189 + 20920.014 - 0.000 = 183055.203 kN

Mn = Cc x 1493.311 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 8376.613 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=45.760) | = 0.0039 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 3000.00 - 100.00 = 2900.000 mm

c = 3511.367 mm, a = k1 x c = 2984.662 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2900.00-3511.37) / 3511.37 = -0.00052

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 153032.017 kN < Pn = 183055.203 kN

ΦPn = 0.70 x 153032.017 = 107122.412 kN ≥ Pu = 39133.249 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.046 = 4901.504 kN.m ≥ Mu = 1790.585 kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 24, UL004)

【 기둥 : 하부 , 2/7 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=79.087도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2885.348	28788.821	19547.327	678.990

㉯ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 ㎟ , Ast = 77088.00 ㎟ , Puse = 0.01091

- 1단 : H29 - 60EA (As=38544.000 ㎟), d1 = 100.000 ㎜

- 2단 : H29 - 60EA (As=38544.000 ㎟), d2 = 129.000 ㎜

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0109) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1907555.062 ㎟

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 ㎟)이어야 하므로 3534291.735 ㎟ 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1740.000 ㎜, ab = k1 x cb = 1479.000 ㎜

Cc = 0.85 x 27.0 x 3449012.674 = 79154.841 kN, ∑Csi = 12008.222 kN, ∑Tsi = 8856.844 kN

Pb = 79154.841 + 12008.222 - 8856.844 = 82306.219 kN

Mb = Cc x 1391.568 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 73658.487 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 894.932 ㎜, e = Mu/Pu = 678.990 ㎜)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1981.707 ㎜, a = k1 x c = 1684.451 ㎜ 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 4086409.852 = 93783.106 kN

∑Csi = 13122.221 kN, ∑Tsi = 5304.222 kN

Pn = 93783.106 + 13122.221 - 5304.222 = 101601.105 kN

Mn = Cc x 1380.452 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 68985.705 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=678.986) | = 0.0044 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 3000.00 - 100.00 = 2900.000 ㎜

c = 1981.707 ㎜, a = k1 x c = 1684.451 ㎜

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2900.00-1981.71) / 1981.71 = 0.00139

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 153032.017 kN ≥ Pn = 101601.105 kN

ΦPn = 0.70 x 101601.105 = 71120.773 kN ≥ Pu = 28788.821 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.679 = 48290.307 kN.m ≥ Mu = 19547.327 kN.m ∴ O.K

③ 탄성설계 : (부재 24, UL022)

【 기둥 : 하부 , 3/7 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=1.00, Θ=74.698도(종립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2885.348	22145.247	55462.537	2504.489

㉯ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 mm² , Ast = 77088.00 mm² , Puse = 0.01091

- 1단 : H29 - 60EA (As=38544.000 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 60EA (As=38544.000 mm²), d2 = 129.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0109) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1467350.053 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 mm²)이어야 하므로 3534291.735 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1740.000 mm, ab = k1 x cb = 1479.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 3449012.674 = 79154.841 kN, ∑Csi = 12008.222 kN, ∑Tsi = 8856.844 kN

Pb = 79154.841 + 12008.222 - 8856.844 = 82306.219 kN

Mb = Cc x 1391.568 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 73658.487 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 894.932 mm, e = Mu/Pu = 2504.489 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 897.251 mm, a = k1 x c = 762.664 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1414958.100 = 32473.288 kN

∑Csi = 7780.647 kN, ∑Tsi = 17626.520 kN

Pn = 32473.288 + 7780.647 - 17626.520 = 22627.416 kN

Mn = Cc x 1431.560 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 56670.107 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=2504.489) | = 0.0007 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 153032.017 kN ≥ Pn = 22627.416 kN

ΦPn = 1.00 x 22627.416 = 22627.416 kN ≥ Pu = 22145.247 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 2.504 = 56670.124 kN.m ≥ Mu = 55462.537 kN.m ∴ O.K

④ 편심최대 : (부재 24, UE026)

【 기둥 : 하부 , 5/7 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=79.358도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2885.348	19780.366	17536.257	886.549

㉯ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 mm² , Ast = 77088.00 mm² , Puse = 0.01091

- 1단 : H29 - 60EA (As=38544.000 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 60EA (As=38544.000 mm²), d2 = 129.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0109) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1310652.399 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 mm²)이어야 하므로 3534291.735 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1740.000 mm, ab = k1 x cb = 1479.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 3449012.674 = 79154.841 kN, ∑Csi = 12008.222 kN, ∑Tsi = 8856.844 kN

Pb = 79154.841 + 12008.222 - 8856.844 = 82306.219 kN

Mb = Cc x 1391.568 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 73658.487 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 894.932 mm, e = Mu/Pu = 886.549 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1739.407 mm, a = k1 x c = 1478.496 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 3469916.546 = 79634.585 kN

∑Csi = 12048.117 kN, ∑Tsi = 8723.119 kN

Pn = 79634.585 + 12048.117 - 8723.119 = 82959.582 kN

Mn = Cc x 1387.539 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 73547.674 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=886.548) | = 0.0004 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 3000.00 - 100.00 = 2900.000 mm

c = 1739.407 mm, a = k1 x c = 1478.496 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2900.00-1739.41) / 1739.41 = 0.00200

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0020-0.0020) x (0.850-0.700) / (0.00500-0.00200) = 0.700

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 153032.017 kN ≥ Pn = 82959.582 kN

ΦPn = 0.70 x 82959.582 = 58078.775 kN ≥ Pu = 19780.366 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.887 = 51489.660 kN.m ≥ Mu = 17536.257 kN.m ∴ O.K

⑤ 모멘트최대 : (부재 24, UL007)

【 기둥 : 하부 , 6/7 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=84.466도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2885.348	33285.578	24944.617	749.412

㉯ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 mm² , Ast = 77088.00 mm² , Puse = 0.01091

- 1단 : H29 - 60EA (As=38544.000 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 60EA (As=38544.000 mm²), d2 = 129.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0109) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 2205511.397 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 mm²)이어야 하므로 3534291.735 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1740.000 mm, ab = k1 x cb = 1479.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 3449012.674 = 79154.841 kN, ∑Csi = 12008.222 kN, ∑Tsi = 8856.844 kN

Pb = 79154.841 + 12008.222 - 8856.844 = 82306.219 kN

Mb = Cc x 1391.568 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 73658.487 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 894.932 mm, e = Mu/Pu = 749.412 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1889.567 mm, a = k1 x c = 1606.132 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 3852572.898 = 88416.548 kN

∑Csi = 12722.168 kN, ∑Tsi = 6458.917 kN

Pn = 88416.548 + 12722.168 - 6458.917 = 94679.799 kN

Mn = Cc x 1382.772 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 70954.197 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=749.412) | = 0.0000 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 3000.00 - 100.00 = 2900.000 mm

c = 1889.567 mm, a = k1 x c = 1606.132 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2900.00-1889.57) / 1889.57 = 0.00160

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 153032.017 kN ≥ Pn = 94679.799 kN

ΦPn = 0.70 x 94679.799 = 66275.859 kN ≥ Pu = 33285.578 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.749 = 49667.935 kN.m ≥ Mu = 24944.617 kN.m ∴ O.K

⑥ 편심최대 : (부재 24, UE020)

【 기둥 : 하부 , 7/7 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=84.679도(종립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2885.348	25211.434	22999.054	912.247

㉯ 철근비 검토

Ag = 7068583.47 ㎟ , Ast = 77088.00 ㎟ , Puse = 0.01091

- 1단 : H29 - 60EA (As=38544.000 ㎟), d1 = 100.000 ㎜

- 2단 : H29 - 60EA (As=38544.000 ㎟), d2 = 129.000 ㎜

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0109) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1670516.433 ㎟

Aeff는 ≥ ½Ag (= 3534291.735 ㎟)이어야 하므로 3534291.735 ㎟ 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1740.000 ㎜, ab = k1 x cb = 1479.000 ㎜

Cc = 0.85 x 27.0 x 3449012.674 = 79154.841 kN, ∑Csi = 12008.222 kN, ∑Tsi = 8856.844 kN

Pb = 79154.841 + 12008.222 - 8856.844 = 82306.219 kN

Mb = Cc x 1391.568 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 73658.487 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 894.932 ㎜, e = Mu/Pu = 912.247 ㎜)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1714.174 ㎜, a = k1 x c = 1457.048 ㎜ 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 3405585.013 = 78158.176 kN

∑Csi = 11924.107 kN, ∑Tsi = 9120.849 kN

Pn = 78158.176 + 11924.107 - 9120.849 = 80961.434 kN

Mn = Cc x 1388.451 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 73857.113 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=912.251)| = 0.0036 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 3000.00 - 100.00 = 2900.000 ㎜

c = 1714.174 ㎜, a = k1 x c = 1457.048 ㎜

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2900.00-1714.17) / 1714.17 = 0.00208

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0021-0.0020) x (0.850-0.700) / (0.00500-0.00200) = 0.704

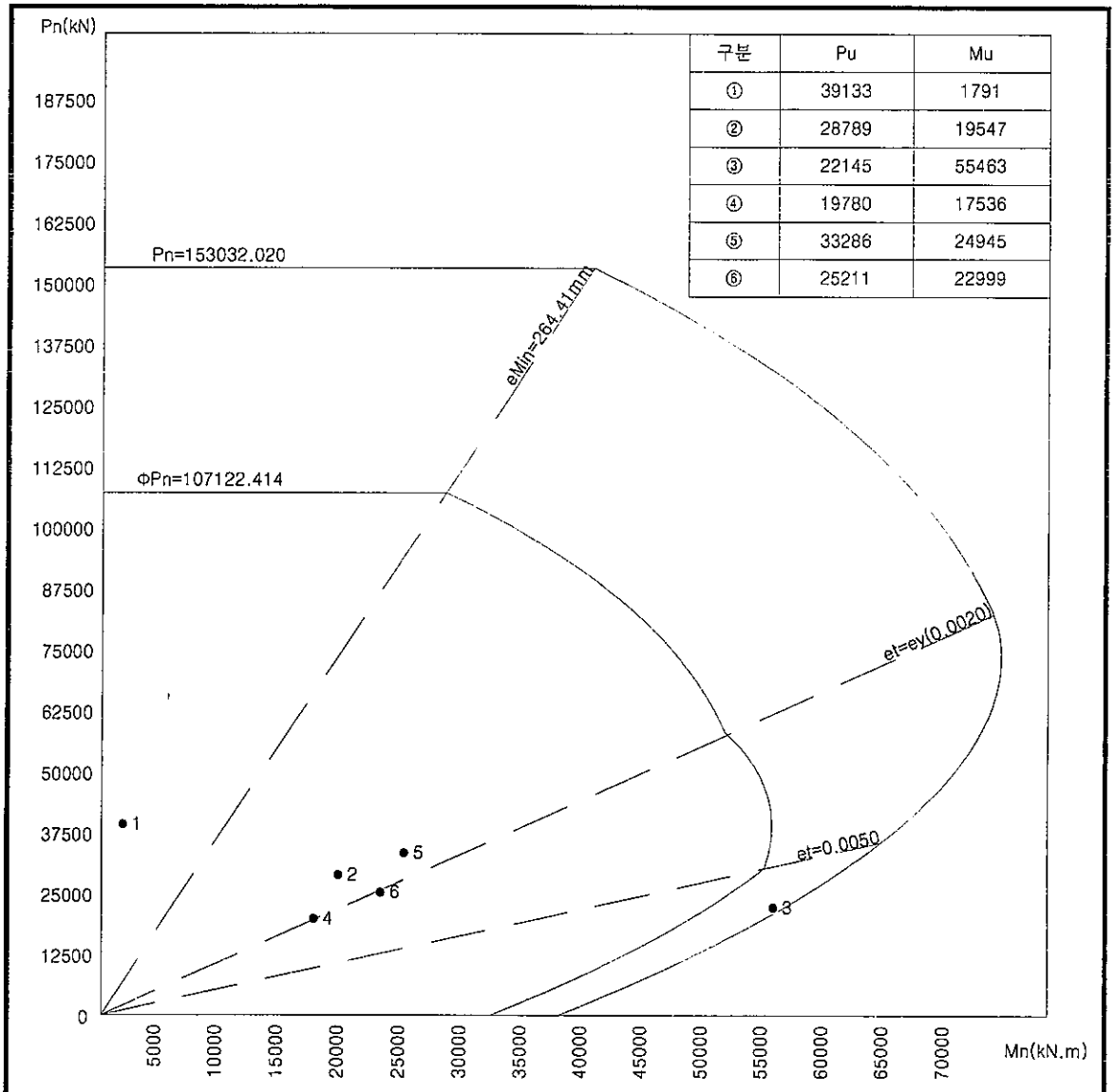
㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 153032.017 kN ≥ Pn = 80961.434 kN

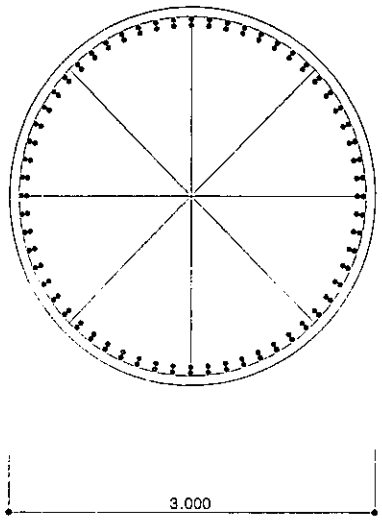
ΦPn = 0.70 x 80961.434 = 56977.943 kN ≥ Pu = 25211.434 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.912 = 51977.955 kN.m ≥ Mu = 22999.054 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	39133	1791
②	28789	19547
③	22145	55463
④	19780	17536
⑤	33286	24945
⑥	25211	22999



▣ 단면제원

R = 1500.000 mm
D = 2885.348 mm
Ag = 7068583.471 mm²
Aeff = 3534291.735 mm²

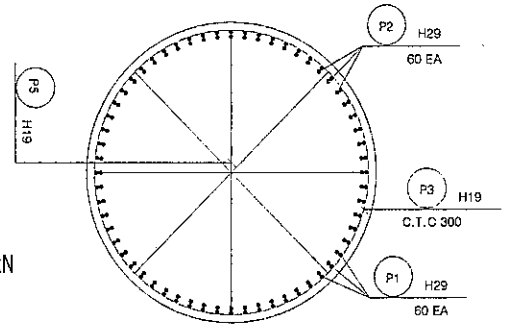
▣ 사용 철근

Ast = 77088.000 mm²
Puse = 0.01091
1단 : H29-60Ea
2단 : H29-60Ea

9.4 상시 전단설계

(1) 기둥에 발생하는 최대전단력 : UL004 MAX, 『기둥부재력 집계』 참조

교축방향	V =	0.000 kN
교축직각방향	V =	980.769 kN
합성전단력	V =	980.769 kN
축방향력	P =	28788.821 kN



(2) 공칭전단력 Vn = Vc + Vs (Φ = 0.80)

Vn = Vmax / Φ = 980.769 / 0.80 = 1225.962 kN

(3) 압축부재에 의한 콘크리트 전단 Vc 및 필요철근 전단 Vs

① 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 d

h = 3000.000 mm d' = 114.652 mm

Zs = ∑(인장철근들의 면적 x 거리) / ∑(면적)

= 861.729 mm

d = h/2 + Zs

= 3000.000/2 + 861.729

= 2361.729 mm

② 압축부재의 콘크리트 전단력 Vc

Vc = 1/6 x (1 + Nu / 14Ag) x √(fck) x b x d

= 1/6 x { 1 + 28788.821 x 1000 / (14 x 7068583.471) } x √27.0

x 3000.000 x 2361.729

= 7920.981 kN

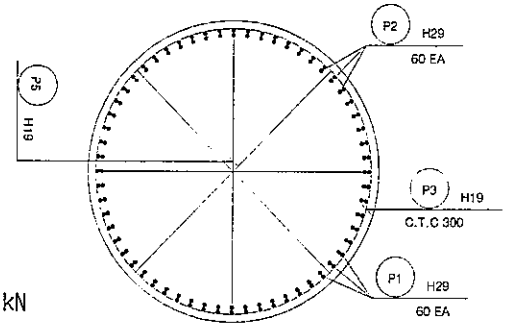
③ 필요철근 전단력 Vs

Vc/2 = 3960.490 kN ≥ Vn ≤ Vc = 7920.981 ∴ 전단 철근 필요 없음

9.5 지진시 전단설계

(1) 기둥에 발생하는 최대전단력 : ULB22 MAX, 『기둥부재력 집계』 참조

교축방향	V =	3519.000 kN
교축직각방향	V =	1028.000 kN
합성전단력	V =	3666.080 kN
축방향력	P =	22145.247 kN



(2) 공칭전단력 Vn = Vc + Vs (Φ = 1.00)

Vn = Vmax / Φ = 3666.080 / 1.00 = 3666.080 kN

(3) 압축부재에 의한 콘크리트 전단 Vc 및 필요철근 전단 Vs

① 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 d

h = 3000.000 mm d' = 114.652 mm

Zs = ∑(인장철근들의 면적 x 거리) / ∑(면적)

= 861.729 mm

d = h/2 + Zs

= 3000.000/2 + 861.729

= 2361.729 mm

② 압축부재의 콘크리트 전단력 Vc

Vc = 1/6 x (1 + Pu / 14Ag) x √fck x b x d

= 1/6 x { 1 + 22145.247 x 1000 / (14 x 7068583.471) } x √27.0

x 3000.000 x 2361.729

= 7509.051 kN

③ 필요철근 전단력 Vs

Vc/2 = 3754.525 kN > Vn = 3666.080 kN ∴ 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 = 3000.0 mm
- 기둥 순높이의 1/6 = 11700.0 / 6 = 1950.0 mm
∴ 3000.0 mm = 3.000 m

② 단부구역 및 소성힌지구역의 횡방향철근의 간격 [도로교설계기준 6.8.3.3]
횡방향철근의 간격은 부재최소단면치수의 1/4, 축방향 철근지름의 6배 이하이어야 한다.
- 기둥의 최대단면치수 D / 4 = 3000.0 / 4 = 750.0 mm
- 축방향 철근지름 6 x d = 6 x 29.0 = 174.0 mm
∴ 174.0 mm = 0.174 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 x D = 1500.0 mm
∴ 1500.0 mm = 1.500 m

④ 단부구역 이외의 위치에서 겹침이음 적용시 횡방향 철근의 간격 [도로교설계기준 6.8.3.3]
- 기둥의 최소단면치수 D / 4 = 3000.0 / 4 = 750.0 mm
- 100.0 mm
∴ 750.0 mm = 0.750 m

10. 기 초 설 계

10.1 교축직각방향

1) 기초 안정검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vx(kN)	My(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
SV005	26956.609	466.410	7944.967	32388.634	152226.580	9017.710	축력최대
SV007	25604.291	466.410	17742.723	31036.316	145870.685	18815.466	모멘트최대
SV021	25604.291	466.410	17742.723	31036.316	145870.685	18815.466	편심최대
SV022	22145.247	3184.556	52586.807	27577.272	129613.178	59911.286	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P + W, W = 10.050 x 9.400 x 2.300 x 25.000 = 5432.025 kN

Mr = ∑V x B/2, B = 9.400 m

My = M + P x e, e = 0.000 m

Mo = |My + Vx x h|, h = 2.300 mm

※ 말뚝검토시의 모멘트는 Mc = ∑V x e 를 적용한다, e = B/2 - (Mr-Mo)/∑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.

βλ ≤ 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)

= 313234.783 x 56 / (9.400 x 10.050) = 185679.558 kN/m³

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

Kv : 개 말뚝의 축방향 스프링정수 (= 313234.783 kN/m) , 『말뚝계산』 참조

L : 확대기초의 길이 (= 9.400 m)

B : 확대기초의 폭 (= 10.050 m)

n*m : 말뚝의 개수 (= 56 본)

E : 확대기초의 탄성계수 (= 27804000.000 kN/m²)

h : 확대기초의 평균두께 (= 2.300 m)

λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

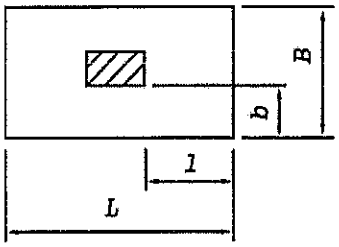
$\beta = \sqrt[4]{\{(3 \times 185679.558) / (27804000.000 \times 2.300^3)\}} = 0.201$ (m-1)

* 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우

$\lambda = \max(l,b) = \max(3.525,3.200) = 3.525$

다만, $l \geq L/2$이면 $l = L/2 = 4.700$

$b \geq B/2$이면 $b = B/2 = 4.700$



$\beta\lambda = 0.201 \times 3.525 = 0.710 \leq 1.0$, ∴ O.K

2) 기초 단면검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vx(kN)	My(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
UL001	39133.249	36.977	-1195.807	46194.881	217115.943	1110.759	축력최대
UL007	33285.578	606.333	23065.540	40347.210	189631.889	24460.106	모멘트최대
UE021	25211.434	583.013	21686.235	30371.858	142747.731	23027.164	편심최대
UL022	22145.247	3184.556	52586.807	27577.272	129613.178	59911.286	지진시
SV005	26956.609	466.410	7944.967	32388.634	152226.580	9017.710	축력최대
SV007	25604.291	466.410	17742.723	31036.316	145870.685	18815.466	모멘트최대
SV021	25604.291	466.410	17742.723	31036.316	145870.685	18815.466	편심최대
SV022	22145.247	3184.556	52586.807	27577.272	129613.178	59911.286	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

$\sum V = P + W$, $W = 10.050 \times 9.400 \times 2.300 \times 25.000 \times$ 하중계수

$Mr = \sum V \times B/2$, $B = 9.400$ m

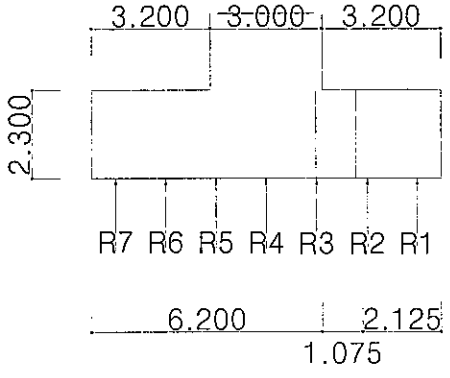
$My = M + P \times e$, $e = 0.000$ m

$Mo = |My + Vx \times h|$, $h = 2.300$ mm

※ 말뚝검토시의 모멘트는 $Mc = \sum V \times e$ 를 적용한다, $e = B/2 - (Mr-Mo)/\sum V$

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 기초의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 8본

R2 = Ru2 x 8본

R3 = Ru3 x 8본

R4 = Ru4 x 8본

R5 = Ru5 x 8본

R6 = Ru6 x 8본

R7 = Ru7 x 8본

구 분	R1	R2	R3	R4	R5	R6	R7
SV005	5380.991	5129.643	4878.296	4626.948	4375.6	4124.252	3872.904
SV007	5953.201	5446.721	4940.24	4433.759	3927.279	3420.798	2914.317
SV021	5953.201	5446.721	4940.24	4433.759	3927.279	3420.798	2914.317
SV022	8883.137	7235.295	5587.453	3939.61	2291.768	643.926	-1003.917
UL001	6689.972	6659.738	6629.503	6599.269	6569.034	6538.8	6508.566
UL007	7739.162	7080.737	6422.312	5763.887	5105.462	4447.037	3788.613
UE021	6199.691	5579.406	4959.122	4338.837	3718.552	3098.267	2477.982
UL022	8883.137	7235.295	5587.453	3939.61	2291.768	643.926	-1003.917

㉮ 기초자중에 의한 단면력

Vb = 2.125 x 2.300 x 10.050 x 25.000 = 1227.984 kN

Ma = 3.371 x 2.300 x 10.050 x 25.000 x 3.371/2 = 3283.382 kN.m

㉯ 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = R1+ R2

Ma = R1 x -2.721+ R2 x -1.371+ R3 x -0.021

㉰ 사용하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		사용하중 단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)	
SV005	10510.635	21776.862	9282.650	18493.480	
SV007	11399.922	23769.860	10171.938	20486.478	
SV021	11399.922	23769.860	10171.938	20486.478	
SV022	16118.432	34207.943	14890.448	30924.561	

※ 사용하중단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력

㉱ 계수하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		계수단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)	
UL001	13349.709	27473.133	11753.330	23204.737	
UL007	14819.899	30900.618	13223.519	26632.422	
UE021	11779.098	24622.867	10612.512	21503.655	
UL022	16118.432	34207.943	14890.448	30924.561	

※ 계수단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력 x 사하중계수

1) 단면 검토 : 교직-지점부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
10050.0	2300.0	2150.0	150.0	30924.6	14890.4

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 64330.200 x 400.00 = 25732080.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 10050.000 = 230647.500 x a

T = C 이므로, a = 111.565 mm, c = 111.565 / β1 = 111.565 / 0.85 = 131.252 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2150.00 - 131.252) / 131.252 = 0.04614

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 43051.992 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 64330.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm) , [사용률 = 1.494]

1단 : H32 - 81.0 EA (= 64330.2 mm²)

* 철근비 검토

As,temp = 0.0015 x 10050.0 x 1200.0 = 18090.000 mm²

As,req = 43051.992 mm²

ρmin = Max(43051.992, 18090.000) / bd = 0.00199

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00298

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 111.565 mm

ΦMn = 0.85 x 64330.200 x 400 x (2150.00 - a/2) = 45805.292 kN.m

≥ Mu (= 30924.561 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.481]

* 전단에 대한 검토 (d = 2150.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 10050.00 x 2150.00 = 14970.115 kN

≥ Vu (= 14890.448 kN) , 전단보강 불필요.

- 수평철근 검토

* 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

단, 단위M당 1800 mm² 이하

사용철근량 : H32 - 75 EA

H32 - 39 EA = 90538.800 mm²

필요철근량 : 0.0015 x 2300.0 x 9400.0 = 32430.0 mm² < 90538.8 mm²

(90538.800 / 9.400) = 9631.787 mm² > (1800 mm²)

필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

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

사용철근량 : H32 - 39 EA = 30973.800 mm²

필요철근량 : 300.000 mm² < 30973.800 mm² ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 20486.478 x 1000000 / [64330.200 x (2150.000 - 396.416/3)]

= 157.820 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x64330.200/10050.0 + 7x64330.200/10050.0 x √[(1 + 2x10050.0x2150.0/(7x64330.200)]

= 396.416 mm

사용철근량 = 64330.2 ㎟ (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H32 - 81.0 EA (= 64330.2 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 150.00 - 32/2 = 134.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 157.82) - 2.5 x 134.00 = 163.99 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 157.82) = 399.19 mm

Sa는 작은 값인 163.99 mm 를 적용

S = 10050.00 / 81.0 EA = 124.07 ≤ Sa (= 163.99 mm) ∴ O.K

10.2 교축방향

1) 기초 안정검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vy(kN)	Mx(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
SVB05	26956.609	82.195	-1774.007	32388.634	162752.886	1584.959	축력최대
SVB04	22145.247	164.389	-2781.298	27577.272	138575.792	2403.203	모멘트최대
SVB26	22145.247	164.389	-2781.298	27577.272	138575.792	2403.203	편심최대
SVB22	22145.247	3519.000	44202.278	27577.272	138575.792	52295.978	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P + W, W = 10.050 x 9.400 x 2.300 x 25.000 = 5432.025 kN

Mr = ∑V x B/2, B = 10.050 m

Mx = M + P x e, e = 0.000 m

Mo = |Mx + Vy x h|, h = 2.300 m

※ 말뚝검토시의 모멘트는 Mc = ∑V x e 를 적용한다, e = B/2 - (Mr-Mo)/∑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)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
ULB01	39133.249	0.000	-935.082	46194.881	232129.280	935.082	축력최대
ULB04	28788.821	213.706	-3615.687	35850.453	180148.529	3124.163	모멘트최대
UEB26	19780.366	197.267	-3189.741	24669.188	123962.672	2736.027	편심최대
ULB22	22145.247	3519.000	44202.278	27577.272	138575.792	52295.978	지진시
SVB05	26956.609	82.195	-1774.007	32388.634	162752.886	1584.959	축력최대
SVB04	22145.247	164.389	-2781.298	27577.272	138575.792	2403.203	모멘트최대
SVB26	22145.247	164.389	-2781.298	27577.272	138575.792	2403.203	편심최대
SVB22	22145.247	3519.000	44202.278	27577.272	138575.792	52295.978	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P + W, W = 10.050 x 9.400 x 2.300 x 25.000 x 하중계수

Mr = ∑V x B/2, B = 10.050 m

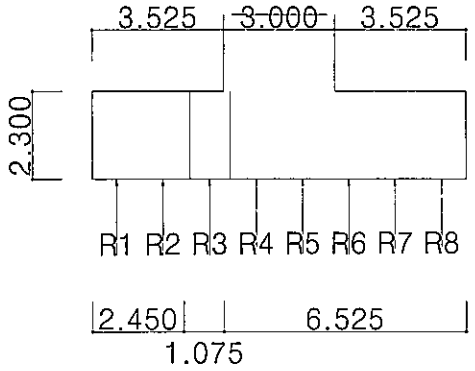
Mx = M + P x e, e = 0.000 m

Mo = |Mx + Vy x h|, h = 2.300 m

※ 말뚝검토시의 모멘트는 Mc = ∑V x e 를 적용한다, e = B/2 - (Mr-Mo)/∑V

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 기초의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 7본
R2 = Ru2 x 7본
R3 = Ru3 x 7본
R4 = Ru4 x 7본
R5 = Ru5 x 7본
R6 = Ru6 x 7본
R7 = Ru7 x 7본
R8 = Ru8 x 7본

구 분	R1	R2	R3	R4	R5	R6	R7	R8
SVB05	4160.12	4128.251	4096.382	4064.514	4032.645	4000.776	3968.907	3937.039
SVB04	3619.84	3570.502	3521.165	3471.828	3422.49	3373.153	3323.816	3274.478
SVB26	3619.84	3570.502	3521.165	3471.828	3422.49	3373.153	3323.816	3274.478
SVB22	7134.004	6080.62	5027.235	3973.851	2920.467	1867.083	813.698	-239.686
ULB01	5835.828	5818.266	5800.704	5783.141	5765.579	5748.017	5730.454	5712.892
ULB04	4705.791	4641.653	4577.514	4513.376	4449.237	4385.099	4320.96	4256.822
UEB26	3281.149	3224.72	3168.291	3111.863	3055.434	2999.006	2942.577	2886.149
ULB22	7134.004	6080.62	5027.235	3973.851	2920.467	1867.083	813.698	-239.686

㉮ 기초자중에 의한 단면력

Vb = 2.450 x 2.300 x 9.400 x 25.000 = 1324.225 kN

Ma = 3.696 x 2.300 x 9.400 x 25.000 x 3.696/2 = 3691.727 kN.m

㉯ 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = R1+ R2

Ma = R1 x 3.046+ R2 x 1.796+ R3 x 0.546

㉯ 사용하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		사용하중 단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)	
SVB05	8288.371	22322.688	6964.146	18630.961	
SVB04	7190.342	19361.210	5866.117	15669.482	
SVB26	7190.342	19361.210	5866.117	15669.482	
SVB22	13214.623	35395.838	11890.398	31704.111	

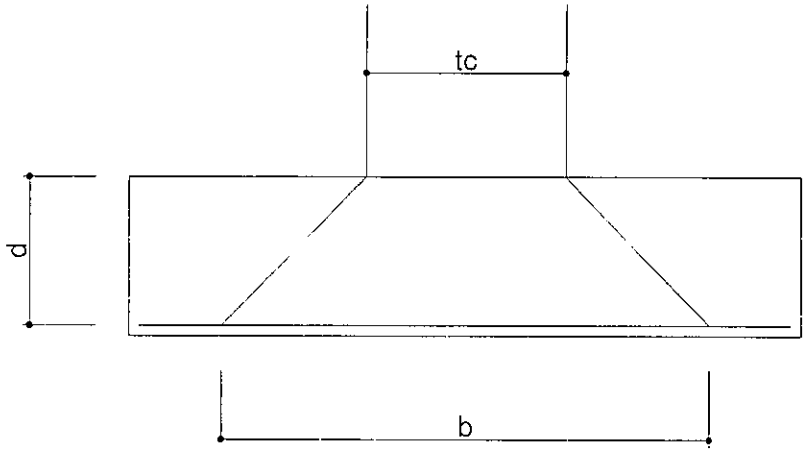
※ 사용하중단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력

㉰ 계수하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		계수단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)	
ULB01	11654.094	31392.723	9932.602	26593.477	
ULB04	9347.444	25169.573	7625.952	20370.327	
UEB26	6505.869	17515.863	5314.066	14193.308	
ULB22	13214.623	35395.838	11890.398	31704.111	

※ 계수단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력 x 사하중계수

③ 2방향 직사각형 확대기초의 휨철근배치 : [도로교 설계기준] 5.4.5.5



$b = tc + 2 \cdot d \le B$

$= 7300.000$ mm

b : 유효폭

B : 확대기초 전폭

tc : 교각구체폭

d : 확대기초 유효높이

㉮ 긴 변 방향의 휨철근은 전폭에 걸쳐 등간격으로 배치하여야한다.

㉯ 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.

$$A_{s,m} = \frac{2}{1+\beta} A_{s,s}$$

As,s : 기초 짧은 변 방향에 대하여 필요한 총 철근량 (= 43051.992 ㎟ , 기초단면 검토 참조)

β : 확대기초의 짧은 변에 대한 긴 변의 비 (= 10.050/9.400 = 1.069)

As,m = 2 / (1 + 1.069) x 430.520 = 41613.236 ㎟

→ 유효폭내에 배치된 철근량은 49958.560 ㎟ 이므로 위 조건에 만족한다.

: 사용철근 = D32 - 81EA ∴ O.K

1) 단면 검토 : 교축방향

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
9400.0	2300.0	2150.0	150.0	31704.1	11890.4

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 59565.000 x 400.00 = 23826000.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 9400.000 = 215730.000 x a

T = C 이므로, a = 110.444 mm, c = 110.444 / β1 = 110.444 / 0.85 = 129.934 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2150.00 - 129.934) / 129.934 = 0.04664

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 44213.818 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 59565.0 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 1.347]

1단 : H32 - 75.0 EA (= 59565.0 mm²)

* 철근비 검토

As,temp = 0.0015 x 9400.0 x 1200.0 = 16920.000 mm²

As,req = 44213.818 mm²

ρmin = Max(44213.818, 16920.000) / bd = 0.00219

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00295

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 110.444 mm

ΦMn = 0.85 x 59565.000 x 400 x (2150.00 - a/2) = 42423.657 kN.m

≥ Mu (= 31704.111 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.338]

* 전단에 대한 검토 (d = 2150.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 9400.00 x 2150.00 = 14001.899 kN

≥ Vu (= 11890.398 kN) , 전단보강 불필요.

- 수평철근 검토

* 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

단, 단위M당 1800 mm² 이하

사용철근량 : H32 - 81 EA

H32 - 41 EA = 96892.400 mm²

필요철근량 : 0.0015 x 2300.0 x 10050.0 = 34672.5 ㎟ < 96892.4 ㎟

(96892.400 / 10.050) = 9641.035 ㎟ > (1800 ㎟)

필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

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

사용철근량 : H32 - 41 EA = 32562.200 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 32562.200 ㎟ ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 18630.961 x 1000000 / [59565.000 x (2150.000 - 394.622/3)]

= 154.962 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x59565.000/9400.0 + 7x59565.000/9400.0 x √[(1 + 2x9400.0x2150.0/(7x59565.000)]

= 394.622 mm

사용철근량 = 59565.0 ㎟ (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H32 - 75.0 EA (= 59565.0 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 150.00 - 32/2 = 134.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 154.96) - 2.5 x 134.00 = 173.19 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 154.96) = 406.55 mm

Sa는 작은 값인 173.19 mm 를 적용

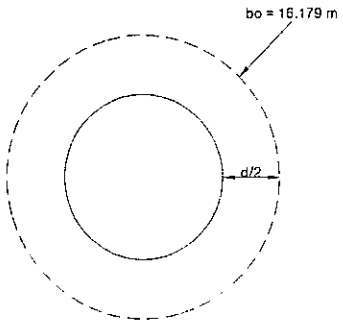
S = 9400.00 / 75.0 EA = 125.33 ≤ Sa (= 173.19 mm) ∴ O.K

11. 기초 2방향전단(편칭) 검토

1) 최대 연직하중(Vu) : -39133.249 kN

2) PUNCHING SHEAR 검토위치 : 기둥전면 d/2

3) 위험단면 길이(bo) = 16.179 m



4) 콘크리트가 부담하는 전단강도

※ $\beta c = 1.000$, $\alpha s = 40$

① $Vc1 = 1/6 \times (1 + 2/\beta c) \times \sqrt{(Fck)} \times bo \times d$

$= 1/6 \times (1 + 2/1.00) \times \sqrt{(27)} \times 16.179 \times 2.150$

$= 90374.822$ kN

② $Vc2 = 1/6 \times (1 + (\alpha s \cdot d)/(2 \cdot bo)) \times \sqrt{(Fck)} \times bo \times d$

$= 1/6 \times (1 + (40 \cdot 2.150)/(2 \cdot 16.179)) \times \sqrt{(27)} \times 16.179 \times 2.150$

$= 110188.989$ kN

③ $Vc3 = 1/3 \times \sqrt{(Fck)} \times bo \times d$

$= 1/3 \times \sqrt{(27)} \times 16.179 \times 2.150$

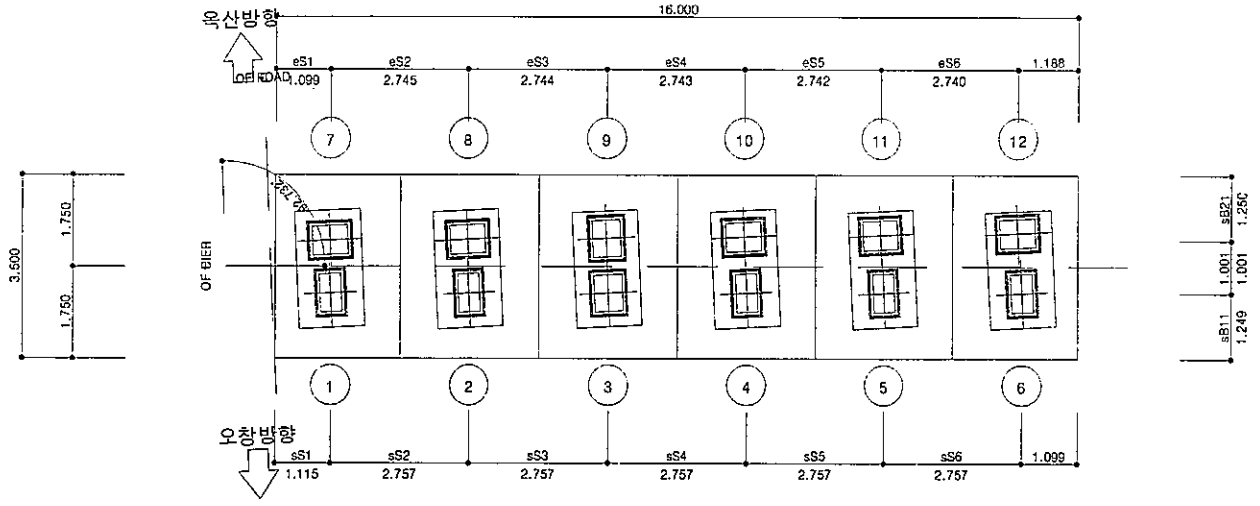
$= 60249.881$ kN

--------- 이중 작은 값 사용

∴ 콘크리트가 부담하는 전단강도(ϕVc) = $0.80 \times 60249.881 = 48199.905$ kN

※ $\Phi Vc > Vu$ ---------- O.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 x 50.005 = 450.024 mm

㉡ 후열

- 거더의 경간길이가 100m 이하이므로 S = 200 + 5.0L

S = 200 + 5.0 x 50.068 = 450.339 mm

② 실제 연단거리

구 분	필요연단	받침 규격		연단거리	비 고
		교축방향	직각방향		
1	450.024	730.000	430.000	874.132	O.K
2	450.024	730.000	430.000	874.109	O.K
3	450.024	700.000	550.000	886.161	O.K
4	450.024	730.000	430.000	874.063	O.K
5	450.024	730.000	430.000	874.040	O.K
6	450.024	730.000	430.000	866.179	O.K
7	450.339	550.000	700.000	736.147	O.K
8	450.339	550.000	700.000	938.584	O.K
9	450.339	700.000	550.000	847.317	O.K
10	450.339	550.000	700.000	892.128	O.K
11	450.339	550.000	700.000	859.012	O.K
12	450.339	550.000	700.000	819.405	O.K

12.2 최소 받침지지 길이 검토

① 최소 받침지지 길이

- 사각이 87.3° 이므로 받침선과 교축직각방향의 사잇각은 2.73°

$N = (200 + 1.67 \times L + 6.66 \times H) \times (1 + 0.000125 \times \theta^2)$ mm

$= (200 + 1.67 \times 100.197 + 6.66 \times 15.583) \times (1 + 0.000125 \times 2.73^2)$

$= 471.551$ mm

② 실제 받침지지 길이

$N1 = 1752 - 0 - 50 = 1702$ mm ≥ 472 mm $\therefore$ O.K

12.3 교량받침 수직력, 수평력 검토

구 분	수직력			수평력		
	허용값	상부반력	비 고	허용값	탄성지진력	비 고
SHOE 1	2000.000	1648.992	O.K	310.586	257.480	O.K
SHOE 2	2000.000	1735.620	O.K	310.586	255.600	O.K
SHOE 3	2000.000	1743.053	O.K	310.586	253.810	O.K
SHOE 4	2000.000	1769.404	O.K	310.586	252.030	O.K
SHOE 5	2000.000	1824.359	O.K	310.586	251.590	O.K
SHOE 6	2000.000	1852.372	O.K	310.586	252.850	O.K
SHOE 7	2000.000	1657.361	O.K	310.586	257.440	O.K
SHOE 8	2000.000	1731.476	O.K	310.586	255.580	O.K
SHOE 9	2000.000	1741.342	O.K	310.586	253.810	O.K
SHOE 10	2000.000	1770.168	O.K	310.586	252.050	O.K
SHOE 11	2000.000	1818.745	O.K	310.586	251.580	O.K
SHOE 12	2000.000	1859.081	O.K	310.586	252.800	O.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	1648.992	193.594	176.008	1679.070	1845.006	
2	1735.620	192.180	176.023	1679.072	2108.625	
3	1743.053	190.835	267.190	1799.074	2078.625	
4	1769.404	189.496	175.887	1679.077	2108.625	
5	1824.359	189.165	175.669	1679.079	2108.625	
6	1852.372	190.113	175.398	1679.081	1828.749	
7	1657.361	193.564	178.113	1949.730	1648.749	
8	1731.476	192.165	178.150	1929.848	1922.447	
9	1741.342	190.835	267.190	1759.973	2072.117	
10	1770.168	189.511	178.098	1883.461	1921.542	
11	1818.745	189.158	177.947	1850.376	1920.805	
12	1859.081	190.075	177.782	1810.799	1737.612	

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	2696.533	4369.200	O.K	2810.033	3574.800	O.K
2	2773.839	4369.200	O.K	2906.370	3574.800	O.K
3	2802.743	4369.200	O.K	3421.116	3574.800	O.K
4	2792.140	4369.200	O.K	2943.156	3574.800	O.K
5	2844.326	4369.200	O.K	3003.005	3574.800	O.K
6	2877.129	4369.200	O.K	3032.627	3574.800	O.K
7	2870.720	4369.200	O.K	2558.152	3574.800	O.K
8	2934.682	4369.200	O.K	2781.275	3574.800	O.K
9	2779.132	4369.200	O.K	3418.199	3574.800	O.K
10	2940.111	4369.200	O.K	2820.604	3574.800	O.K
11	2973.057	4369.200	O.K	2869.673	3574.800	O.K
12	2998.791	4369.200	O.K	2808.779	3574.800	O.K

③ 교량받침 콘크리트 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	1075.522	5759.400	O.K	977.820	5759.400	O.K
2	1067.669	5759.400	O.K	977.903	5759.400	O.K
3	1060.192	5759.400	O.K	1484.390	5759.400	O.K
4	1052.757	5759.400	O.K	977.151	5759.400	O.K
5	1050.919	5759.400	O.K	975.940	5759.400	O.K
6	1056.182	5759.400	O.K	974.436	5759.400	O.K
7	1075.355	5759.400	O.K	989.515	5759.400	O.K
8	1067.586	5759.400	O.K	989.724	5759.400	O.K
9	1060.192	5759.400	O.K	1484.390	5759.400	O.K
10	1052.840	5759.400	O.K	989.432	5759.400	O.K
11	1050.877	5759.400	O.K	988.596	5759.400	O.K
12	1055.973	5759.400	O.K	987.678	5759.400	O.K

12.5 교량받침 하면 보강 : 교량받침 1

① 교량받침에 작용하는 하중

- 연직하중 : 최대반력

  P = 1648.992 kN

- 교축방향 수평하중 : 탄성지진력, 온도변화의 영향

  Hx1 = 0 kN : 고정단이므로 온도변화의 영향은 고려하지 않는다

  Hx2 = 257.480 / 1.33 = 193.594 kN

  ☞ 수평력은 Hx1, Hx2 중 큰 값인 193.594 kN를 적용한다.

- 교축직각방향 수평하중 : 탄성지진력, 풍하중의 영향

  Hy1 = 0 kN : 가동단 받침이므로 풍하중은 적용되지 않는다.

  Hy2 = 234.090 / 1.33 = 176.008 kN

  ☞ 수평력은 Hy1, Hy2 중 큰 값인 176.008 kN를 적용한다.

② 연직하중에 대한 보강

b1x = 730.000 mm　　b1y = 430.000 mm

b2x = 1249.070 mm　　b2y = 1115.006 mm

bcx = 2 x b2x = 2498.139 mm < 5 x b1x = 3650.000 mm

bcy = 2 x b2y = 2230.011 mm > 5 x b1y = 2150.000 mm

Asx1 = 1/4 x (1 - b1x/bcx) x P/fsa

= 1/4 x (1 - 730.000/2498.139) x 1648.992 x 10^3 /180.000

= 1621.011 mm^2

Asy1 = 1/4 x (1 - b1y/bcy) x P/fsa

= 1/4 x (1 - 430.000/2150.000) x 1648.992 x 10^3 /180.000

= 1832.213 mm^2

③ 수평하중에 대한 보강

Asx2 = Hx/fsa

= 193.594 x 10^3 / 180.000

= 1075.522 mm^2

Asy2 = Hy/fsa

= 176.008 x 10^3 / 180.000

= 977.820 mm^2

④ 철근 보강 범위

- 교축직각방향 철근보강 범위

Bxo = b1x + b2y = 730.000 + 1115.006 = 1845.006 mm

- 교축방향 철근보강 범위

Byo = b1y + b2x = 430.000 + 1249.070 = 1679.070 mm

⑤ 철근량 산정

- 교축직각방향

Asy = Asy1 + Asy2 = 1832.213 + 977.820 = 2810.033 mm^2

Bxo = 1845.006 mm 범위내에서 H16 - 18 EA

As = 198.600 x 18 = 3574.800 mm^2 ∴ O.K

- 교축방향

Asx = Asx1 + Asx2 = 1621.011 + 1075.522 = 2696.533 mm^2

Byo = 1679.070 mm 범위내에서 H16 - 22 EA

As = 198.600 x 22 = 4369.200 mm^2 ∴ O.K

12.6 교량받침 콘크리트 보강 : 교량받침 1

① 교축직각방향

As2 = Hy/fsa = 176.008 x 10^3 / 180.000 = 977.820 mm^2

사용철근 : H16 - 19 EA + H16 - 11 EA

As = 198.600 x 19 + 198.600 x 11 = 5759.400 mm^2 ∴ O.K

② 교축방향

As1 = Hx/fsa = 193.594 x 10^3 / 180.000 = 1075.522 mm^2

사용철근 : H16 - 19 EA + H16 - 11 EA

As = 198.600 x 19 + 198.600 x 11 = 5759.400 mm^2 ∴ O.K

13. PILE 교축직각방향 검토

1) 설계조건

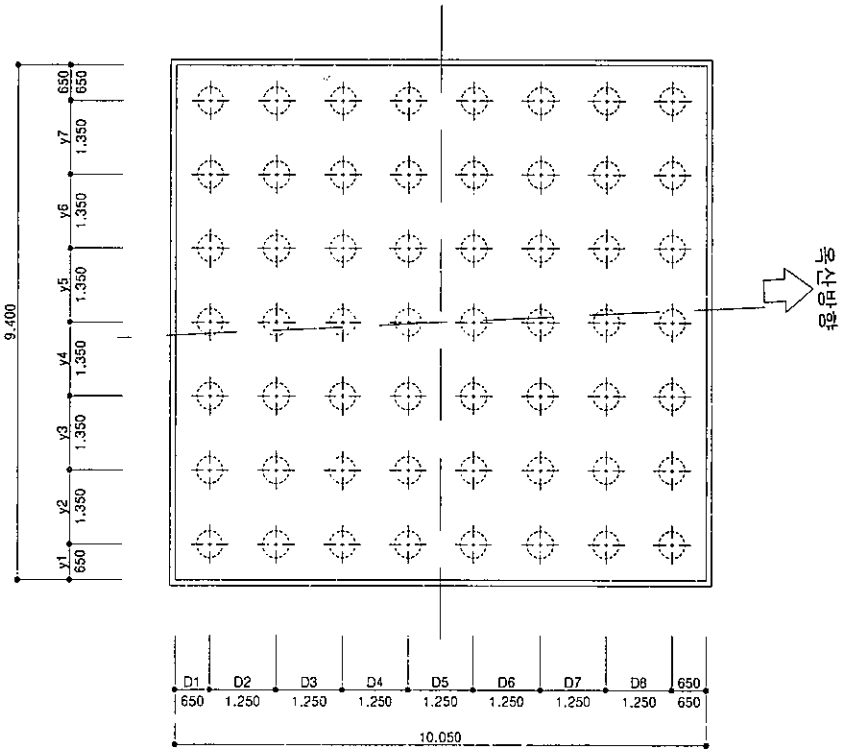
① 말뚝의 제원

말뚝 종류	직경(mm)	두께(mm)	종별	길이(m)
내부굴착PC.PHC말뚝	500	80	A	6.900

※ 말뚝길이는 기초평면에 묻힌 100mm는 제외한 길이로 계산한다.

콘크리트 설계기준강도 fck = 80.0 MPa
콘크리트 탄성계수 Ep = 40000.0 MPa
유효프리스트레스 fce = 4.1 MPa
콘크리트 환산단면적 Ae = 0.109 m^2
환산 단면2차모멘트 Ie = 0.0025 m^4
환산 단면계수 Ze = 0.0099 m^3
말뚝 머리의 평균 N치 N = 10
말뚝 선단의 평균 N치 N = 40
말뚝 선단의 근입깊이 Df = 1.0 m
원지반으로부터 돌출된 길이 h = 0.0 m

② 말뚝의 배치



2) 말뚝도심에서의 작용하중

구 분		Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	비 고
사용하중	COMBO 1	32388.634	466.410	9017.710	SV005
	COMBO 2	31036.316	466.410	18815.466	SV007
	COMBO 3	31036.316	466.410	18815.466	SV021
	COMBO 4	27577.272	3184.556	59911.286	SV022
계수하중	COMBO 1	46194.881	36.977	1110.759	UL001
	COMBO 2	40347.210	606.333	24460.106	UL007
	COMBO 3	30371.858	583.013	23027.164	UE021
	COMBO 4	27577.272	3184.556	59911.286	UL022

3) 말뚝의 특성치 계산

① 말뚝의 축방향 스프링정수

Ap = Ae = 0.1085 ㎡ ; 말뚝의 환산단면적

a = 0.010 x (L/D) + 0.36 = 0.498

Kv = a x Ap x Ep / L = 313234.783 kN/m ; 말뚝의 축방향 스프링정수

② 말뚝의 축직각방향 스프링정수

: 1/β 가정된 값이 계산된 값과 일치할 때까지 반복 계산

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

α = 1 (평상시), 2 (지진시)

Eo = 1200 x N = 1200 x 10 = 12000 kN/㎡

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

가) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 평상시

가정된 1/β (m)	계산치 1/β (m)	Kh(kN/㎥)
0.500	2.322	27269.26
2.322	2.681	15331.97
2.681	2.718	14526.25
2.718	2.721	14452.92
2.721	2.722	14446.06
2.722	2.722	14445.42
2.722	2.722	14445.36

Kh = 14445.35 kN/㎥

β = 0.367 m-1

βL = 0.367 x 6.9000 = 2.535 < 3 ∴ 유한장 말뚝으로 설계한다.

나) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 지진시

가정된 1/β (m)	계산치 1/β (m)	Kh(kN/㎥)
0.500	1.952	54538.53
1.952	2.218	32722.73
2.218	2.245	31192.54
2.245	2.248	31052.80
2.248	2.248	31039.74
2.248	2.248	31038.51
2.248	2.248	31038.40

Kh = 31038.39 kN/㎥

β = 0.445 m-1

βL = 0.445 x 6.9000 = 3.069 ≥ 3 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

4) 말뚝의 변위 및 부재력

① 말뚝머리 고정일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	19657.232	34885.956	$4EI\beta^3$	kN/m
K2	26749.559	39210.478	$2EI\beta^2$	kN/rad
K3	26749.559	39210.478	$2EI\beta^2$	kN/rad
K4	72801.594	88142.151	$2EI\beta$	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	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	1100805.0	1953613.6
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{(K_v - K_1)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	-1497975.3	-2195786.8
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	17541147.8	17541147.8
Aya,Aay	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i + K_2\sin\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	131951856.9	132810928.1
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		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)		δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	0.0005248	0.0018464	0.0000743	COMBO 1	0.0000458	0.0026335	0.0000089
COMBO 2	0.0006274	0.0017693	0.0001497	COMBO 2	0.0008157	0.0023001	0.0001946
COMBO 3	0.0006274	0.0017693	0.0001497	COMBO 3	0.0007791	0.0017315	0.0001834
COMBO 4	0.0021776	0.0015721	0.0004871	COMBO 4	0.0021776	0.0015721	0.0004871

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 2.178 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ O.K

다) 말뚝의 작용력과 말뚝머리에서의 반력

▣ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

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

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

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0005248	0.0021473	0.0000743	672.624	8.329	-8.629
	2	0.0005248	0.0020470	0.0000743	641.205	8.329	-8.629
	3	0.0005248	0.0019467	0.0000743	609.787	8.329	-8.629
	4	0.0005248	0.0018464	0.0000743	578.368	8.329	-8.629
	5	0.0005248	0.0017461	0.0000743	546.950	8.329	-8.629
	6	0.0005248	0.0016458	0.0000743	515.532	8.329	-8.629
	7	0.0005248	0.0015455	0.0000743	484.113	8.329	-8.629
COMBO 2	1	0.0006274	0.0023757	0.0001497	744.150	8.329	-5.884
	2	0.0006274	0.0021736	0.0001497	680.840	8.329	-5.884
	3	0.0006274	0.0019715	0.0001497	617.530	8.329	-5.884
	4	0.0006274	0.0017693	0.0001497	554.220	8.329	-5.884
	5	0.0006274	0.0015672	0.0001497	490.910	8.329	-5.884
	6	0.0006274	0.0013651	0.0001497	427.600	8.329	-5.884
	7	0.0006274	0.0011630	0.0001497	364.290	8.329	-5.884
COMBO 3	1	0.0006274	0.0023757	0.0001497	744.150	8.329	-5.884
	2	0.0006274	0.0021736	0.0001497	680.840	8.329	-5.884
	3	0.0006274	0.0019715	0.0001497	617.530	8.329	-5.884
	4	0.0006274	0.0017693	0.0001497	554.220	8.329	-5.884
	5	0.0006274	0.0015672	0.0001497	490.910	8.329	-5.884
	6	0.0006274	0.0013651	0.0001497	427.600	8.329	-5.884
	7	0.0006274	0.0011630	0.0001497	364.290	8.329	-5.884
COMBO 4	1	0.0021776	0.0035449	0.0004871	1110.392	56.867	-42.449
	2	0.0021776	0.0028873	0.0004871	904.412	56.867	-42.449
	3	0.0021776	0.0022297	0.0004871	698.432	56.867	-42.449
	4	0.0021776	0.0015721	0.0004871	492.451	56.867	-42.449
	5	0.0021776	0.0009146	0.0004871	286.471	56.867	-42.449
	6	0.0021776	0.0002570	0.0004871	80.491	56.867	-42.449
	7	0.0021776	-0.0004006	0.0004871	-125.490	56.867	-42.449

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0000458	0.0026697	0.0000089	836.246	0.660	-0.573
	2	0.0000458	0.0026576	0.0000089	832.467	0.660	-0.573
	3	0.0000458	0.0026456	0.0000089	828.688	0.660	-0.573
	4	0.0000458	0.0026335	0.0000089	824.909	0.660	-0.573
	5	0.0000458	0.0026214	0.0000089	821.129	0.660	-0.573
	6	0.0000458	0.0026094	0.0000089	817.350	0.660	-0.573
	7	0.0000458	0.0025973	0.0000089	813.571	0.660	-0.573
COMBO 2	1	0.0008157	0.0030884	0.0001946	967.395	10.827	-7.649
	2	0.0008157	0.0028257	0.0001946	885.092	10.827	-7.649
	3	0.0008157	0.0025629	0.0001946	802.789	10.827	-7.649
	4	0.0008157	0.0023001	0.0001946	720.486	10.827	-7.649
	5	0.0008157	0.0020374	0.0001946	638.183	10.827	-7.649
	6	0.0008157	0.0017746	0.0001946	555.880	10.827	-7.649
	7	0.0008157	0.0015119	0.0001946	473.577	10.827	-7.649
COMBO 3	1	0.0007791	0.0024741	0.0001834	774.961	10.411	-7.493
	2	0.0007791	0.0022265	0.0001834	697.426	10.411	-7.493
	3	0.0007791	0.0019790	0.0001834	619.890	10.411	-7.493
	4	0.0007791	0.0017315	0.0001834	542.355	10.411	-7.493
	5	0.0007791	0.0014839	0.0001834	464.819	10.411	-7.493
	6	0.0007791	0.0012364	0.0001834	387.283	10.411	-7.493
	7	0.0007791	0.0009889	0.0001834	309.748	10.411	-7.493
COMBO 4	1	0.0021776	0.0035449	0.0004871	1110.392	56.867	-42.449
	2	0.0021776	0.0028873	0.0004871	904.412	56.867	-42.449
	3	0.0021776	0.0022297	0.0004871	698.432	56.867	-42.449
	4	0.0021776	0.0015721	0.0004871	492.451	56.867	-42.449
	5	0.0021776	0.0009146	0.0004871	286.471	56.867	-42.449
	6	0.0021776	0.0002570	0.0004871	80.491	56.867	-42.449
	7	0.0021776	-0.0004006	0.0004871	-125.490	56.867	-42.449

▣ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

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

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

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

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	4.050	0	672.624	8.329	-8.629	8
	2	2.700	0	641.205	8.329	-8.629	8
	3	1.350	0	609.787	8.329	-8.629	8
	4	0.000	0	578.368	8.329	-8.629	8
	5	-1.350	0	546.950	8.329	-8.629	8
	6	-2.700	0	515.532	8.329	-8.629	8
	7	-4.050	0	484.113	8.329	-8.629	8
	계			32388.634	466.410	9017.710	56
COMBO 2	1	4.050	0	744.150	8.329	-5.884	8
	2	2.700	0	680.840	8.329	-5.884	8
	3	1.350	0	617.530	8.329	-5.884	8
	4	0.000	0	554.220	8.329	-5.884	8
	5	-1.350	0	490.910	8.329	-5.884	8
	6	-2.700	0	427.600	8.329	-5.884	8
	7	-4.050	0	364.290	8.329	-5.884	8
	계			31036.316	466.410	18815.466	56
COMBO 3	1	4.050	0	744.150	8.329	-5.884	8
	2	2.700	0	680.840	8.329	-5.884	8
	3	1.350	0	617.530	8.329	-5.884	8
	4	0.000	0	554.220	8.329	-5.884	8
	5	-1.350	0	490.910	8.329	-5.884	8
	6	-2.700	0	427.600	8.329	-5.884	8
	7	-4.050	0	364.290	8.329	-5.884	8
	계			31036.316	466.410	18815.466	56
COMBO 4	1	4.050	0	1110.392	56.867	-42.449	8
	2	2.700	0	904.412	56.867	-42.449	8
	3	1.350	0	698.432	56.867	-42.449	8
	4	0.000	0	492.451	56.867	-42.449	8
	5	-1.350	0	286.471	56.867	-42.449	8
	6	-2.700	0	80.491	56.867	-42.449	8
	7	-4.050	0	-125.490	56.867	-42.449	8
	계			27577.272	3184.556	59911.286	56

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	4.050	0	836.246	0.660	-0.573	8
	2	2.700	0	832.467	0.660	-0.573	8
	3	1.350	0	828.688	0.660	-0.573	8
	4	0.000	0	824.909	0.660	-0.573	8
	5	-1.350	0	821.129	0.660	-0.573	8
	6	-2.700	0	817.350	0.660	-0.573	8
	7	-4.050	0	813.571	0.660	-0.573	8
	계			46194.882	36.977	1110.759	56
COMBO 2	1	4.050	0	967.395	10.827	-7.649	8
	2	2.700	0	885.092	10.827	-7.649	8
	3	1.350	0	802.789	10.827	-7.649	8
	4	0.000	0	720.486	10.827	-7.649	8
	5	-1.350	0	638.183	10.827	-7.649	8
	6	-2.700	0	555.880	10.827	-7.649	8
	7	-4.050	0	473.577	10.827	-7.649	8
	계			40347.211	606.333	24460.106	56
COMBO 3	1	4.050	0	774.961	10.411	-7.493	8
	2	2.700	0	697.426	10.411	-7.493	8
	3	1.350	0	619.890	10.411	-7.493	8
	4	0.000	0	542.355	10.411	-7.493	8
	5	-1.350	0	464.819	10.411	-7.493	8
	6	-2.700	0	387.283	10.411	-7.493	8
	7	-4.050	0	309.748	10.411	-7.493	8
	계			30371.858	583.013	23027.164	56
COMBO 4	1	4.050	0	1110.392	56.867	-42.449	8
	2	2.700	0	904.412	56.867	-42.449	8
	3	1.350	0	698.432	56.867	-42.449	8
	4	0.000	0	492.451	56.867	-42.449	8
	5	-1.350	0	286.471	56.867	-42.449	8
	6	-2.700	0	80.491	56.867	-42.449	8
	7	-4.050	0	-125.490	56.867	-42.449	8
	계			27577.272	3184.556	59911.286	56

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : SV005

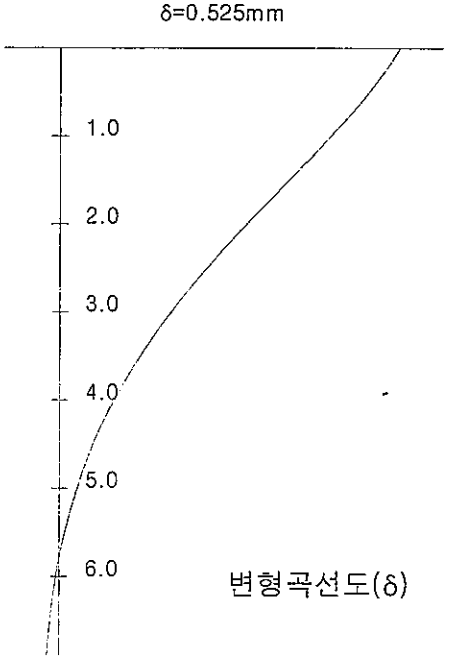
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

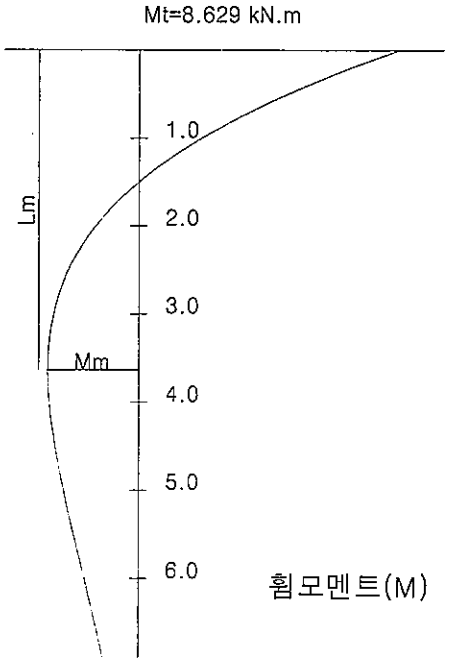
- 최대모멘트 및 깊이 : -3.062 kN.m, 3.638 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.525 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.525 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	8.629	-8.329	0.525	
0.460	5.189	-6.651	0.483	
0.920	2.486	-5.134	0.429	
1.380	0.438	-3.804	0.371	
1.840	-1.044	-2.672	0.311	
2.300	-2.051	-1.736	0.253	
2.760	-2.669	-0.984	0.200	
3.220	-2.982	-0.401	0.152	
3.680	-3.061	0.035	0.111	
4.140	-2.969	0.343	0.076	
4.600	-2.761	0.547	0.048	
5.060	-2.479	0.666	0.025	
5.520	-2.159	0.719	0.008	
5.980	-1.826	0.721	-0.005	
6.440	-1.500	0.689	-0.014	
6.900	-1.196	0.632	-0.020	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉯ COMBO 2 : SV007

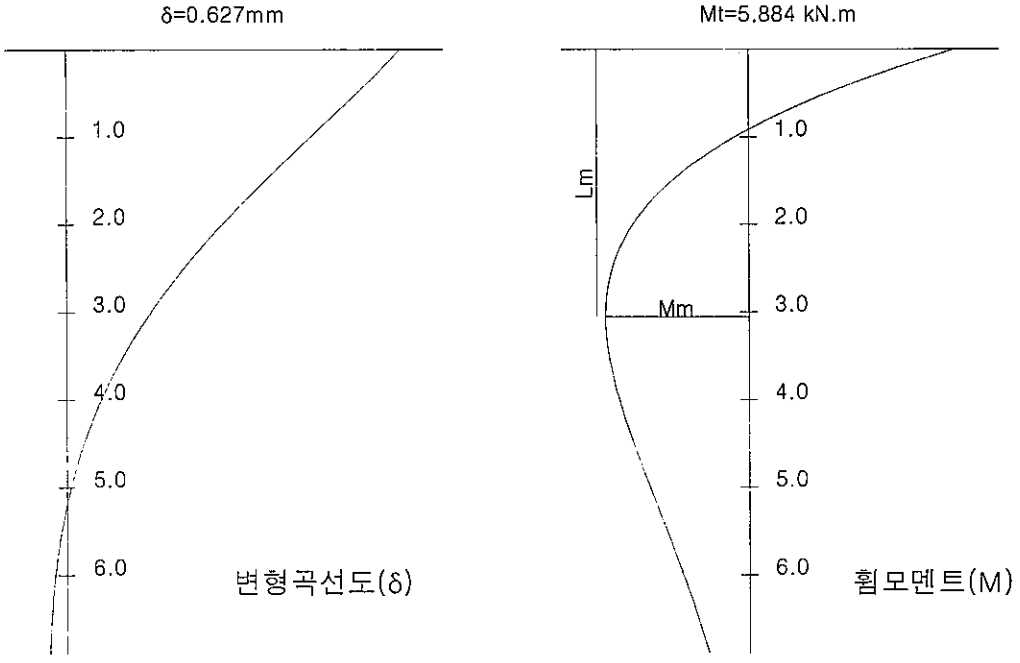
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -4.093 kN.m, 3.055 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.627 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.627 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	5.884	-8.329	0.627	
0.460	2.514	-6.364	0.554	
0.920	-0.011	-4.656	0.474	
1.380	-1.811	-3.214	0.395	
1.840	-3.007	-2.030	0.319	
2.300	-3.715	-1.087	0.250	
2.760	-4.041	-0.363	0.188	
3.220	-4.078	0.171	0.135	
3.680	-3.908	0.544	0.091	
4.140	-3.598	0.784	0.055	
4.600	-3.204	0.917	0.027	
5.060	-2.768	0.967	0.005	
5.520	-2.323	0.957	-0.010	
5.980	-1.894	0.903	-0.021	
6.440	-1.497	0.821	-0.028	
6.900	-1.141	0.723	-0.031	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉡ COMBO 3 : SV021

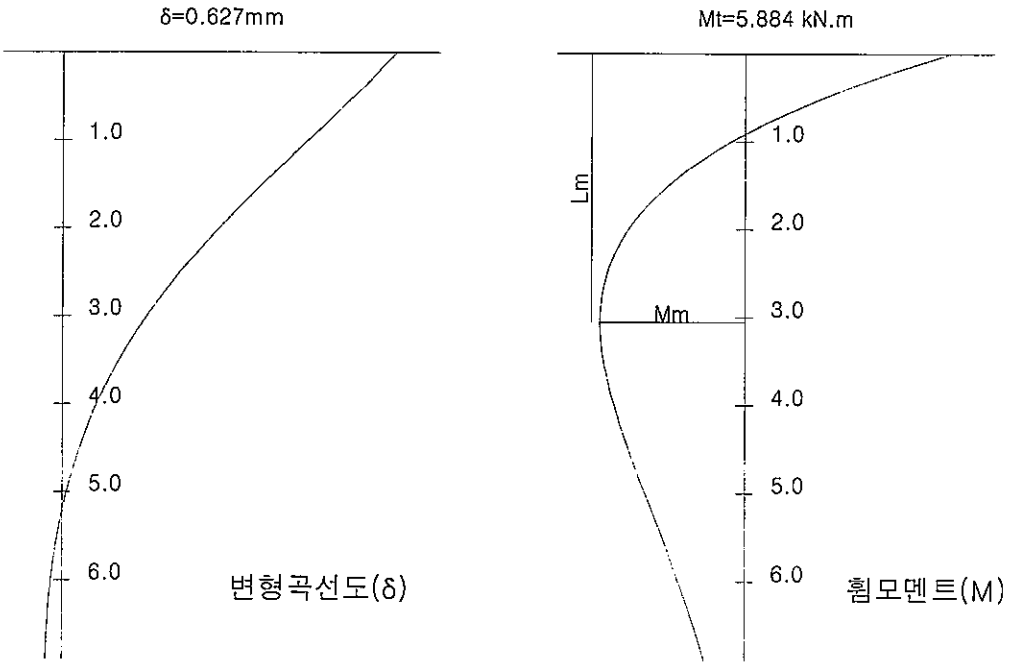
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -4.093 kN.m, 3.055 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.627 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.627 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	5.884	-8.329	0.627	
0.460	2.514	-6.364	0.554	
0.920	-0.011	-4.656	0.474	
1.380	-1.811	-3.214	0.395	
1.840	-3.007	-2.030	0.319	
2.300	-3.715	-1.087	0.250	
2.760	-4.041	-0.363	0.188	
3.220	-4.078	0.171	0.135	
3.680	-3.908	0.544	0.091	
4.140	-3.598	0.784	0.055	
4.600	-3.204	0.917	0.027	
5.060	-2.768	0.967	0.005	
5.520	-2.323	0.957	-0.010	
5.980	-1.894	0.903	-0.021	
6.440	-1.497	0.821	-0.028	
6.900	-1.141	0.723	-0.031	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 4 : SV022

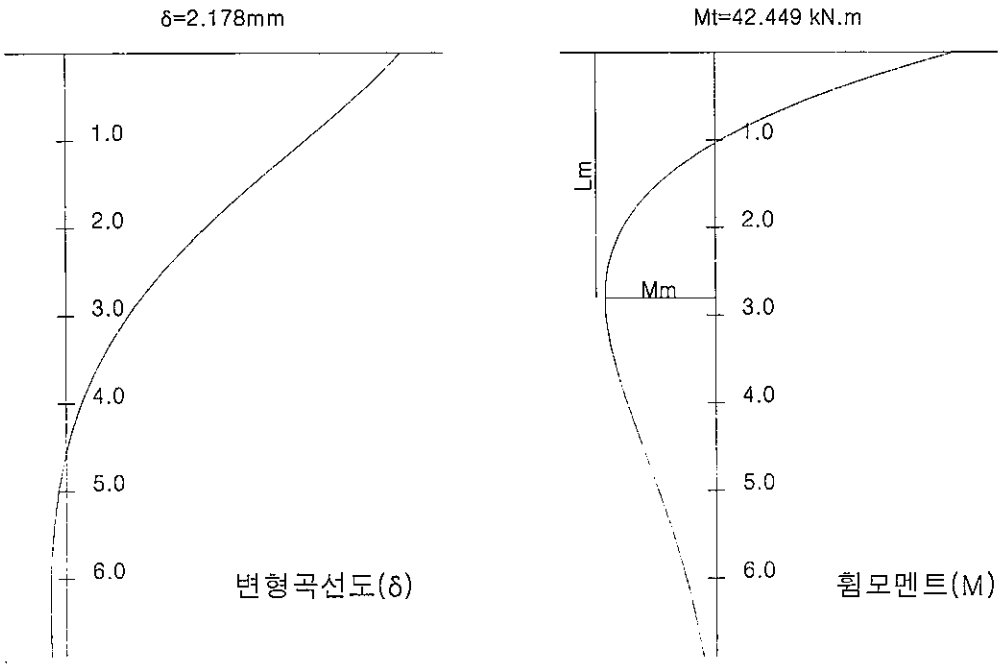
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -19.380 kN.m, 2.803 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.178 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.178 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	42.449	-56.867	2.178	
0.460	19.732	-42.214	1.917	
0.920	3.298	-29.601	1.613	
1.380	-7.841	-19.204	1.301	
1.840	-14.704	-10.988	1.005	
2.300	-18.259	-4.782	0.740	
2.760	-19.373	-0.333	0.513	
3.220	-18.791	2.644	0.328	
3.680	-17.122	4.440	0.182	
4.140	-14.845	5.330	0.073	
4.600	-12.319	5.558	-0.004	
5.060	-9.801	5.330	-0.056	
5.520	-7.460	4.814	-0.086	
5.980	-5.396	4.143	-0.100	
6.440	-3.657	3.415	-0.103	
6.900	-2.252	2.698	-0.097	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 1 : ULO01

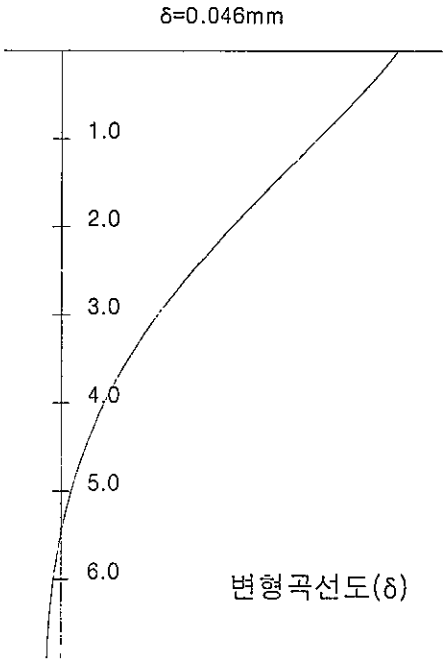
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

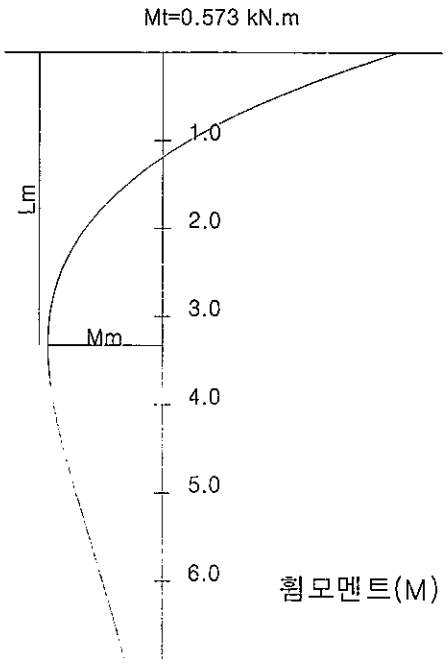
- 최대모멘트 및 깊이 : -0.281 kN.m, 3.330 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.046 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.046 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.573	-0.660	0.046	
0.460	0.303	-0.516	0.041	
0.920	0.096	-0.388	0.036	
1.380	-0.056	-0.278	0.030	
1.840	-0.162	-0.186	0.025	
2.300	-0.230	-0.111	0.020	
2.760	-0.267	-0.053	0.015	
3.220	-0.281	-0.009	0.011	
3.680	-0.277	0.023	0.008	
4.140	-0.261	0.045	0.005	
4.600	-0.237	0.058	0.003	
5.060	-0.208	0.065	0.001	
5.520	-0.178	0.067	0.000	
5.980	-0.148	0.065	-0.001	
6.440	-0.119	0.060	-0.002	
6.900	-0.093	0.054	-0.002	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉯ COMBO 2 : UL007

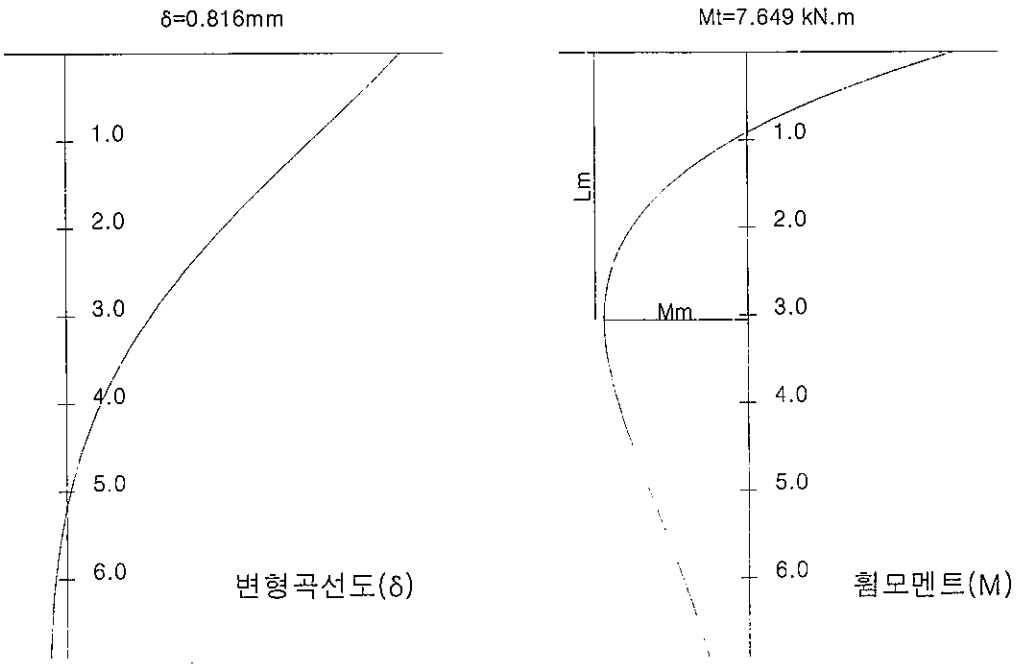
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -5.320 kN.m, 3.055 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.816 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.816 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	7.649	-10.827	0.816	
0.460	3.268	-8.274	0.720	
0.920	-0.014	-6.053	0.616	
1.380	-2.354	-4.178	0.513	
1.840	-3.909	-2.639	0.415	
2.300	-4.830	-1.414	0.324	
2.760	-5.253	-0.472	0.244	
3.220	-5.302	0.223	0.176	
3.680	-5.081	0.707	0.118	
4.140	-4.678	1.019	0.071	
4.600	-4.165	1.192	0.034	
5.060	-3.598	1.257	0.007	
5.520	-3.020	1.244	-0.014	
5.980	-2.462	1.174	-0.027	
6.440	-1.946	1.068	-0.036	
6.900	-1.483	0.940	-0.040	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 3 : UE021

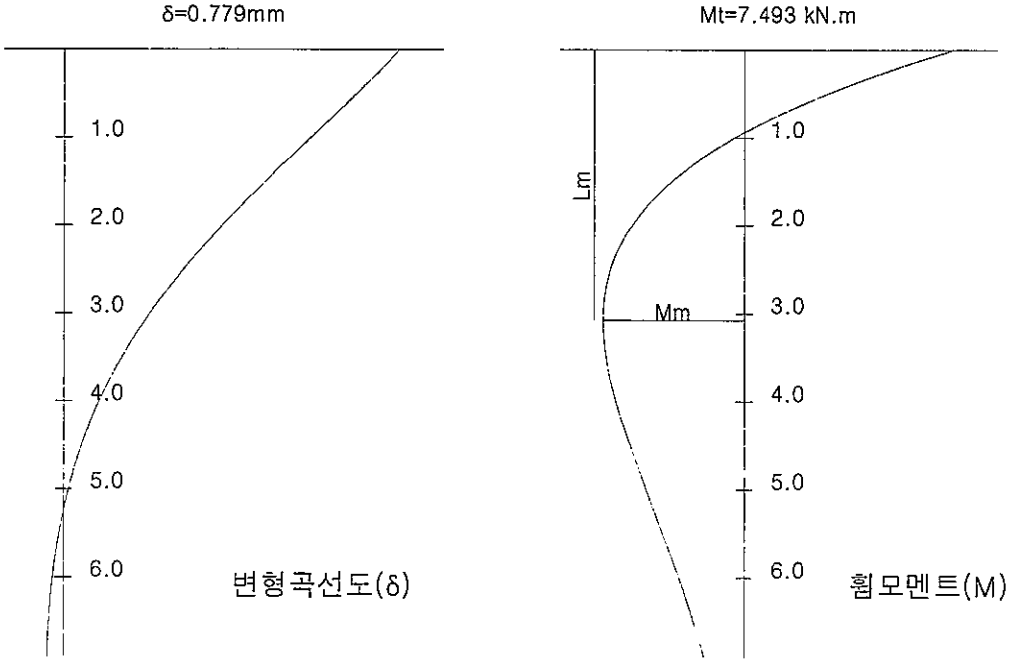
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -5.056 kN.m, 3.077 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.779 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.779 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	7.493	-10.411	0.779	
0.460	3.277	-7.970	0.688	
0.920	0.112	-5.845	0.590	
1.380	-2.150	-4.047	0.492	
1.840	-3.660	-2.569	0.398	
2.300	-4.560	-1.392	0.312	
2.760	-4.982	-0.485	0.236	
3.220	-5.043	0.185	0.170	
3.680	-4.843	0.654	0.114	
4.140	-4.466	0.957	0.070	
4.600	-3.982	1.127	0.034	
5.060	-3.445	1.194	0.007	
5.520	-2.896	1.184	-0.012	
5.980	-2.364	1.120	-0.026	
6.440	-1.871	1.020	-0.034	
6.900	-1.429	0.899	-0.038	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉣ COMBO 4 : UL022

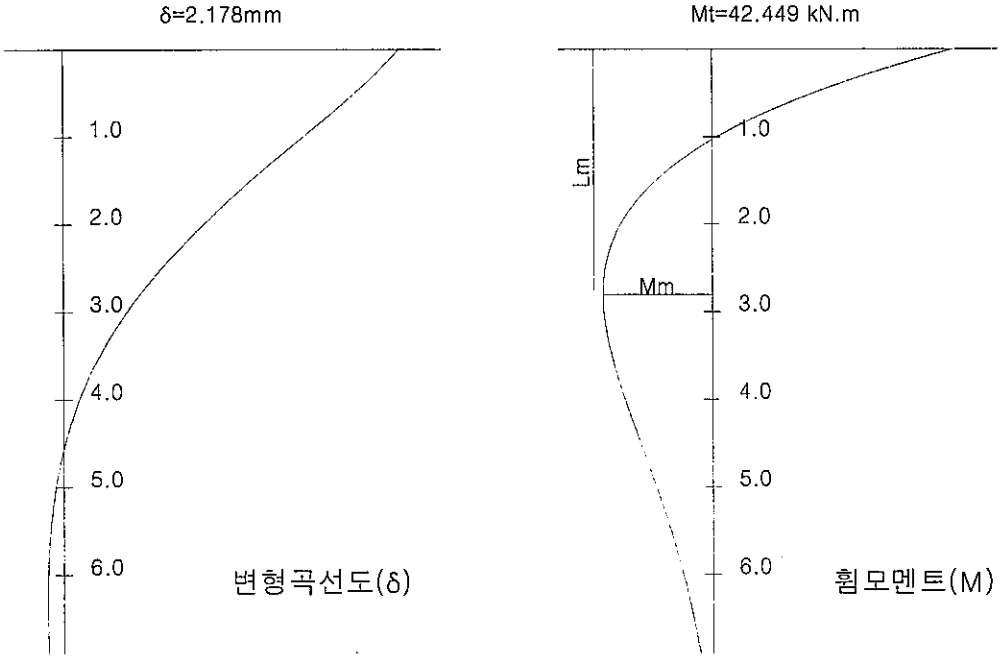
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -19.380 kN.m, 2.803 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.178 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.178 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	42.449	-56.867	2.178	
0.460	19.732	-42.214	1.917	
0.920	3.298	-29.601	1.613	
1.380	-7.841	-19.204	1.301	
1.840	-14.704	-10.988	1.005	
2.300	-18.259	-4.782	0.740	
2.760	-19.373	-0.333	0.513	
3.220	-18.791	2.644	0.328	
3.680	-17.122	4.440	0.182	
4.140	-14.845	5.330	0.073	
4.600	-12.319	5.558	-0.004	
5.060	-9.801	5.330	-0.056	
5.520	-7.460	4.814	-0.086	
5.980	-5.396	4.143	-0.100	
6.440	-3.657	3.415	-0.103	
6.900	-2.252	2.698	-0.097	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



② 말뚝머리 힌지일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	9828.616	17442.978	$2EI\beta^3$	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	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	550402.5	976806.8
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{\left(K_v - K_1\right)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	17541147.8	17541147.8
Aya,Aay	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i + K_2\sin\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	127874967.7	127874967.7
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		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)		δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	0.0008474	0.0018464	0.0000705	COMBO 1	0.0000672	0.0026335	0.0000087
COMBO 2	0.0008474	0.0017693	0.0001471	COMBO 2	0.0011016	0.0023001	0.0001913
COMBO 3	0.0008474	0.0017693	0.0001471	COMBO 3	0.0010592	0.0017315	0.0001801
COMBO 4	0.0032602	0.0015721	0.0004685	COMBO 4	0.0032602	0.0015721	0.0004685

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 3.260 ㎜ ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 ㎜ ∴ O.K

다) 말뚝의 작용력과 말뚝머리에서의 반력

▣ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

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

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

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0008474	0.0021320	0.0000705	667.830	8.329	0.000
	2	0.0008474	0.0020368	0.0000705	638.009	8.329	0.000
	3	0.0008474	0.0019416	0.0000705	608.189	8.329	0.000
	4	0.0008474	0.0018464	0.0000705	578.368	8.329	0.000
	5	0.0008474	0.0017512	0.0000705	548.548	8.329	0.000
	6	0.0008474	0.0016560	0.0000705	518.728	8.329	0.000
	7	0.0008474	0.0015608	0.0000705	488.907	8.329	0.000
COMBO 2	1	0.0008474	0.0023653	0.0001471	740.881	8.329	0.000
	2	0.0008474	0.0021666	0.0001471	678.661	8.329	0.000
	3	0.0008474	0.0019680	0.0001471	616.440	8.329	0.000
	4	0.0008474	0.0017693	0.0001471	554.220	8.329	0.000
	5	0.0008474	0.0015707	0.0001471	491.999	8.329	0.000
	6	0.0008474	0.0013721	0.0001471	429.779	8.329	0.000
	7	0.0008474	0.0011734	0.0001471	367.559	8.329	0.000
COMBO 3	1	0.0008474	0.0023653	0.0001471	740.881	8.329	0.000
	2	0.0008474	0.0021666	0.0001471	678.661	8.329	0.000
	3	0.0008474	0.0019680	0.0001471	616.440	8.329	0.000
	4	0.0008474	0.0017693	0.0001471	554.220	8.329	0.000
	5	0.0008474	0.0015707	0.0001471	491.999	8.329	0.000
	6	0.0008474	0.0013721	0.0001471	429.779	8.329	0.000
	7	0.0008474	0.0011734	0.0001471	367.559	8.329	0.000
COMBO 4	1	0.0032602	0.0034696	0.0004685	1086.809	56.867	0.000
	2	0.0032602	0.0028371	0.0004685	888.690	56.867	0.000
	3	0.0032602	0.0022046	0.0004685	690.571	56.867	0.000
	4	0.0032602	0.0015721	0.0004685	492.451	56.867	0.000
	5	0.0032602	0.0009397	0.0004685	294.332	56.867	0.000
	6	0.0032602	0.0003072	0.0004685	96.213	56.867	0.000
	7	0.0032602	-0.0003253	0.0004685	-101.907	56.867	0.000

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(j)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0000672	0.0026687	0.0000087	835.928	0.660	0.000
	2	0.0000672	0.0026570	0.0000087	832.255	0.660	0.000
	3	0.0000672	0.0026452	0.0000087	828.582	0.660	0.000
	4	0.0000672	0.0026335	0.0000087	824.909	0.660	0.000
	5	0.0000672	0.0026218	0.0000087	821.235	0.660	0.000
	6	0.0000672	0.0026101	0.0000087	817.562	0.660	0.000
	7	0.0000672	0.0025983	0.0000087	813.889	0.660	0.000
COMBO 2	1	0.0011016	0.0030748	0.0001913	963.146	10.827	0.000
	2	0.0011016	0.0028166	0.0001913	882.259	10.827	0.000
	3	0.0011016	0.0025584	0.0001913	801.372	10.827	0.000
	4	0.0011016	0.0023001	0.0001913	720.486	10.827	0.000
	5	0.0011016	0.0020419	0.0001913	639.599	10.827	0.000
	6	0.0011016	0.0017837	0.0001913	558.713	10.827	0.000
	7	0.0011016	0.0015255	0.0001913	477.826	10.827	0.000
COMBO 3	1	0.0010592	0.0024608	0.0001801	770.799	10.411	0.000
	2	0.0010592	0.0022177	0.0001801	694.651	10.411	0.000
	3	0.0010592	0.0019746	0.0001801	618.503	10.411	0.000
	4	0.0010592	0.0017315	0.0001801	542.355	10.411	0.000
	5	0.0010592	0.0014884	0.0001801	466.207	10.411	0.000
	6	0.0010592	0.0012453	0.0001801	390.059	10.411	0.000
	7	0.0010592	0.0010022	0.0001801	313.911	10.411	0.000
COMBO 4	1	0.0032602	0.0034696	0.0004685	1086.809	56.867	0.000
	2	0.0032602	0.0028371	0.0004685	888.690	56.867	0.000
	3	0.0032602	0.0022046	0.0004685	690.571	56.867	0.000
	4	0.0032602	0.0015721	0.0004685	492.451	56.867	0.000
	5	0.0032602	0.0009397	0.0004685	294.332	56.867	0.000
	6	0.0032602	0.0003072	0.0004685	96.213	56.867	0.000
	7	0.0032602	-0.0003253	0.0004685	-101.907	56.867	0.000

▣ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

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

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

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

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	4.050	0	667.830	8.329	0.000	8
	2	2.700	0	638.009	8.329	0.000	8
	3	1.350	0	608.189	8.329	0.000	8
	4	0.000	0	578.368	8.329	0.000	8
	5	-1.350	0	548.548	8.329	0.000	8
	6	-2.700	0	518.728	8.329	0.000	8
	7	-4.050	0	488.907	8.329	0.000	8
	계			32388.634	466.410	0.000	56
COMBO 2	1	4.050	0	740.881	8.329	0.000	8
	2	2.700	0	678.661	8.329	0.000	8
	3	1.350	0	616.440	8.329	0.000	8
	4	0.000	0	554.220	8.329	0.000	8
	5	-1.350	0	491.999	8.329	0.000	8
	6	-2.700	0	429.779	8.329	0.000	8
	7	-4.050	0	367.559	8.329	0.000	8
	계			31036.316	466.410	0.000	56
COMBO 3	1	4.050	0	740.881	8.329	0.000	8
	2	2.700	0	678.661	8.329	0.000	8
	3	1.350	0	616.440	8.329	0.000	8
	4	0.000	0	554.220	8.329	0.000	8
	5	-1.350	0	491.999	8.329	0.000	8
	6	-2.700	0	429.779	8.329	0.000	8
	7	-4.050	0	367.559	8.329	0.000	8
	계			31036.316	466.410	0.000	56
COMBO 4	1	4.050	0	1086.809	56.867	0.000	8
	2	2.700	0	888.690	56.867	0.000	8
	3	1.350	0	690.571	56.867	0.000	8
	4	0.000	0	492.451	56.867	0.000	8
	5	-1.350	0	294.332	56.867	0.000	8
	6	-2.700	0	96.213	56.867	0.000	8
	7	-4.050	0	-101.907	56.867	0.000	8
	계			27577.272	3184.556	0.000	56

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	4.050	0	835.928	0.660	0.000	8
	2	2.700	0	832.255	0.660	0.000	8
	3	1.350	0	828.582	0.660	0.000	8
	4	0.000	0	824.909	0.660	0.000	8
	5	-1.350	0	821.235	0.660	0.000	8
	6	-2.700	0	817.562	0.660	0.000	8
	7	-4.050	0	813.889	0.660	0.000	8
	계			46194.882	36.977	0.000	56
COMBO 2	1	4.050	0	963.146	10.827	0.000	8
	2	2.700	0	882.259	10.827	0.000	8
	3	1.350	0	801.372	10.827	0.000	8
	4	0.000	0	720.486	10.827	0.000	8
	5	-1.350	0	639.599	10.827	0.000	8
	6	-2.700	0	558.713	10.827	0.000	8
	7	-4.050	0	477.826	10.827	0.000	8
	계			40347.211	606.333	0.000	56
COMBO 3	1	4.050	0	770.799	10.411	0.000	8
	2	2.700	0	694.651	10.411	0.000	8
	3	1.350	0	618.503	10.411	0.000	8
	4	0.000	0	542.355	10.411	0.000	8
	5	-1.350	0	466.207	10.411	0.000	8
	6	-2.700	0	390.059	10.411	0.000	8
	7	-4.050	0	313.911	10.411	0.000	8
	계			30371.858	583.013	0.000	56
COMBO 4	1	4.050	0	1086.809	56.867	0.000	8
	2	2.700	0	888.690	56.867	0.000	8
	3	1.350	0	690.571	56.867	0.000	8
	4	0.000	0	492.451	56.867	0.000	8
	5	-1.350	0	294.332	56.867	0.000	8
	6	-2.700	0	96.213	56.867	0.000	8
	7	-4.050	0	-101.907	56.867	0.000	8
	계			27577.272	3184.556	0.000	56

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : SV005

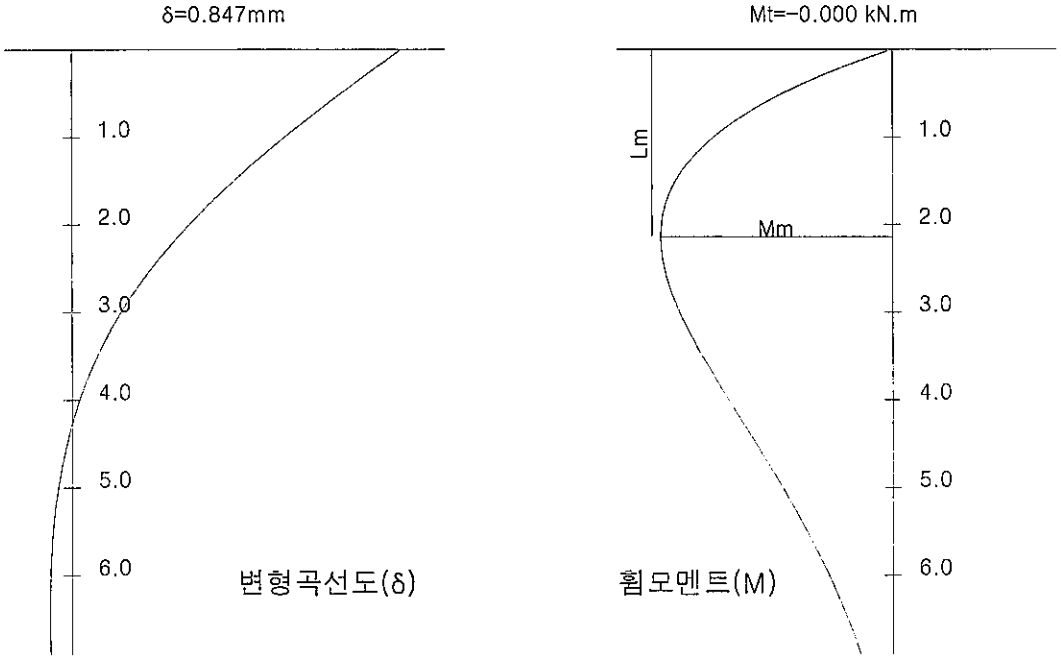
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -7.308 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.847 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.847 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-8.329	0.847	
0.460	-3.220	-5.750	0.705	
0.920	-5.361	-3.634	0.570	
1.380	-6.629	-1.949	0.446	
1.840	-7.214	-0.654	0.336	
2.300	-7.283	0.302	0.242	
2.760	-6.981	0.969	0.162	
3.220	-6.428	1.397	0.098	
3.680	-5.724	1.636	0.048	
4.140	-4.946	1.727	0.009	
4.600	-4.152	1.709	-0.019	
5.060	-3.386	1.613	-0.038	
5.520	-2.676	1.467	-0.049	
5.980	-2.040	1.292	-0.055	
6.440	-1.489	1.105	-0.057	
6.900	-1.024	0.918	-0.055	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 2 : SV007

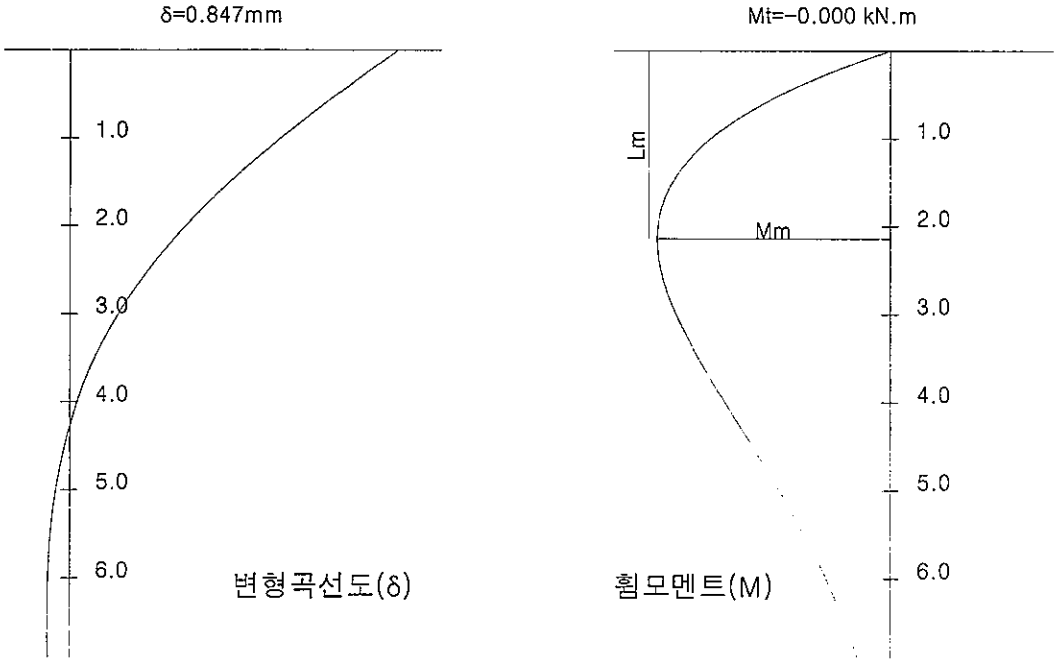
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -7.308 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.847 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.847 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-8.329	0.847	
0.460	-3.220	-5.750	0.705	
0.920	-5.361	-3.634	0.570	
1.380	-6.629	-1.949	0.446	
1.840	-7.214	-0.654	0.336	
2.300	-7.283	0.302	0.242	
2.760	-6.981	0.969	0.162	
3.220	-6.428	1.397	0.098	
3.680	-5.724	1.636	0.048	
4.140	-4.946	1.727	0.009	
4.600	-4.152	1.709	-0.019	
5.060	-3.386	1.613	-0.038	
5.520	-2.676	1.467	-0.049	
5.980	-2.040	1.292	-0.055	
6.440	-1.489	1.105	-0.057	
6.900	-1.024	0.918	-0.055	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉡ COMBO 3 : SV021

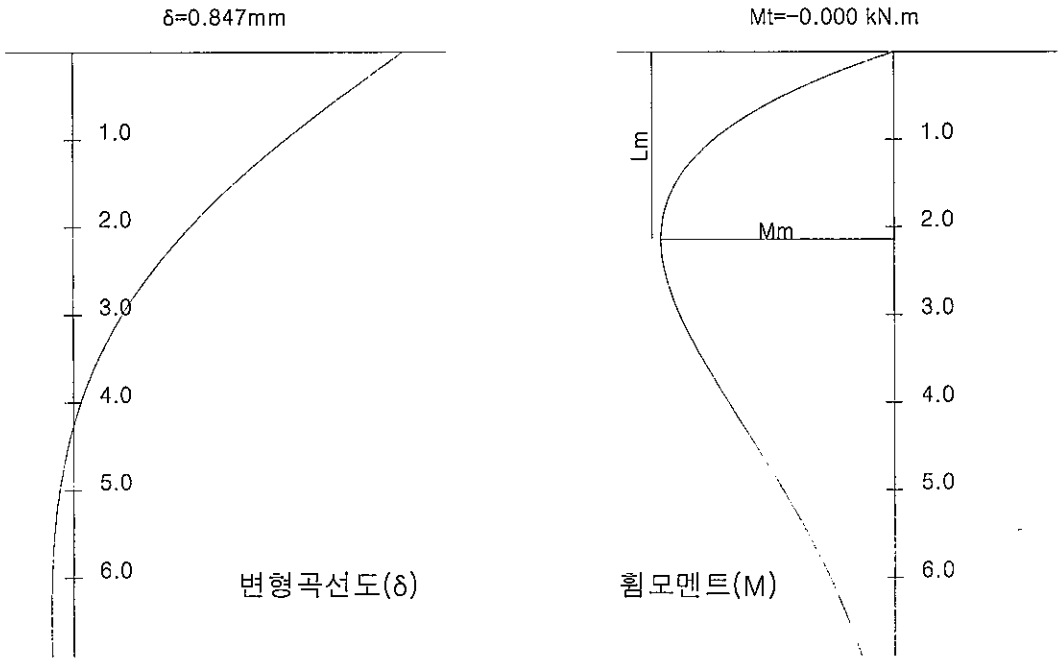
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -7.308 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.847 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.847 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-8.329	0.847	
0.460	-3.220	-5.750	0.705	
0.920	-5.361	-3.634	0.570	
1.380	-6.629	-1.949	0.446	
1.840	-7.214	-0.654	0.336	
2.300	-7.283	0.302	0.242	
2.760	-6.981	0.969	0.162	
3.220	-6.428	1.397	0.098	
3.680	-5.724	1.636	0.048	
4.140	-4.946	1.727	0.009	
4.600	-4.152	1.709	-0.019	
5.060	-3.386	1.613	-0.038	
5.520	-2.676	1.467	-0.049	
5.980	-2.040	1.292	-0.055	
6.440	-1.489	1.105	-0.057	
6.900	-1.024	0.918	-0.055	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉲ COMBO 4 : SV022

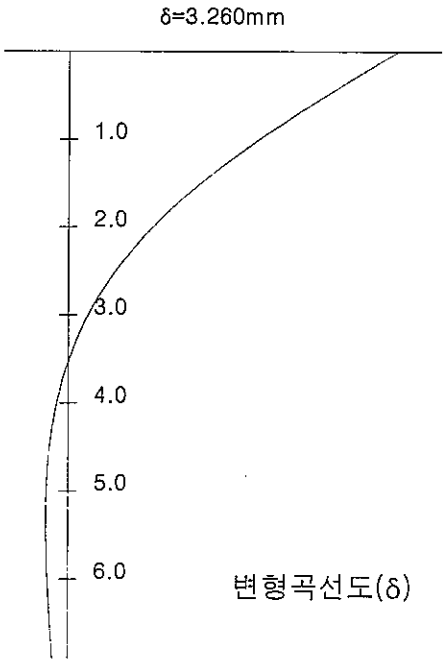
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

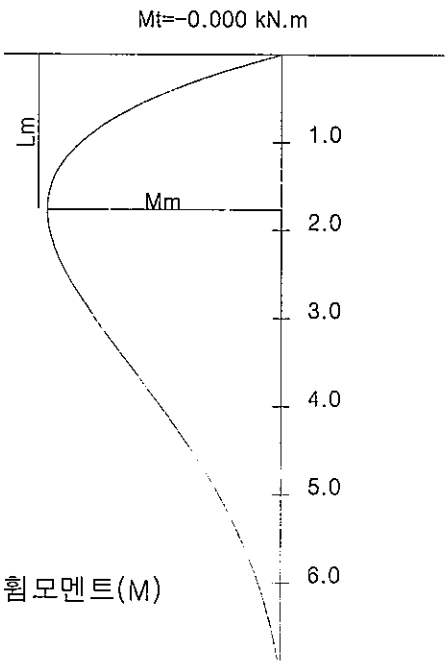
- 최대모멘트 및 깊이 : -41.213 kN.m, 1.766 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.260 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.260 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-56.867	3.260	
0.460	-21.170	-35.959	2.601	
0.920	-33.784	-19.619	1.986	
1.380	-39.856	-7.428	1.442	
1.840	-41.169	1.175	0.983	
2.300	-39.230	6.809	0.610	
2.760	-35.266	10.086	0.321	
3.220	-30.226	11.574	0.107	
3.680	-24.815	11.772	-0.042	
4.140	-19.528	11.100	-0.138	
4.600	-14.684	9.896	-0.193	
5.060	-10.465	8.421	-0.216	
5.520	-6.949	6.867	-0.216	
5.980	-4.139	5.366	-0.202	
6.440	-1.990	4.003	-0.179	
6.900	-0.428	2.825	-0.151	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 1 : ULC01

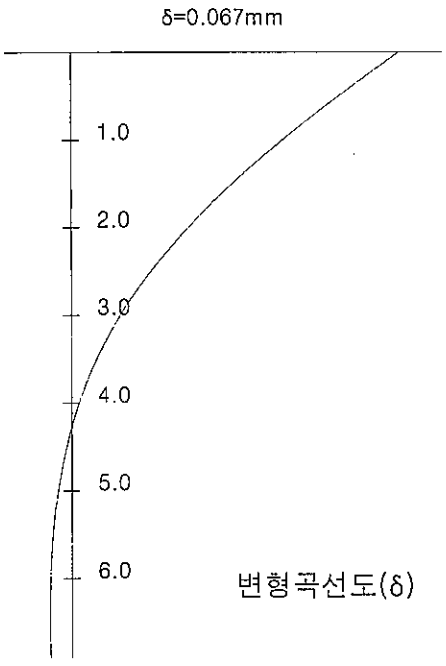
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -0.579 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.067 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.067 mm

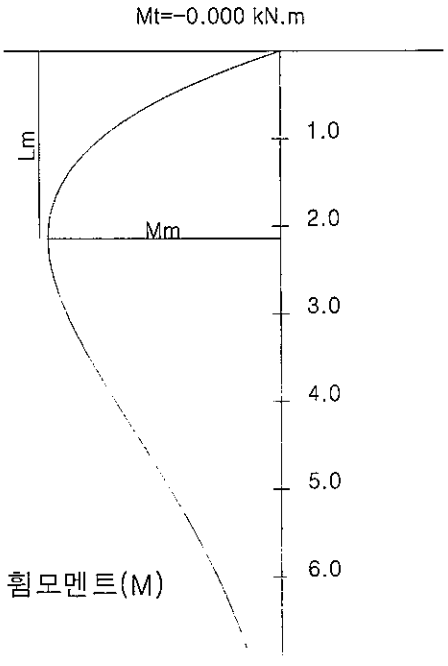
㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-0.660	0.067	
0.460	-0.255	-0.456	0.056	
0.920	-0.425	-0.288	0.045	
1.380	-0.526	-0.155	0.035	
1.840	-0.572	-0.052	0.027	
2.300	-0.577	0.024	0.019	
2.760	-0.553	0.077	0.013	
3.220	-0.510	0.111	0.008	
3.680	-0.454	0.130	0.004	
4.140	-0.392	0.137	0.001	
4.600	-0.329	0.135	-0.001	
5.060	-0.268	0.128	-0.003	
5.520	-0.212	0.116	-0.004	
5.980	-0.162	0.102	-0.004	
6.440	-0.118	0.088	-0.005	
6.900	-0.081	0.073	-0.004	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



변형곡선도(δ)



휨모멘트(M)

㉯ COMBO 2 : ULOO7

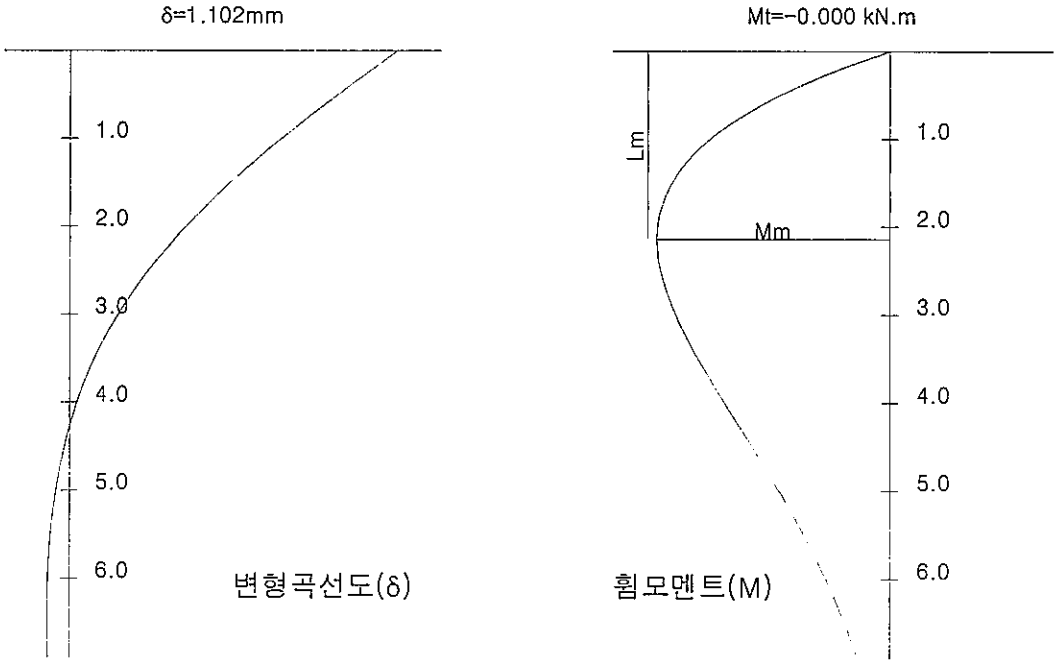
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -9.500 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.102 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.102 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-10.827	1.102	
0.460	-4.186	-7.475	0.917	
0.920	-6.969	-4.724	0.741	
1.380	-8.618	-2.534	0.580	
1.840	-9.378	-0.850	0.437	
2.300	-9.468	0.392	0.314	
2.760	-9.075	1.259	0.211	
3.220	-8.357	1.817	0.128	
3.680	-7.441	2.127	0.062	
4.140	-6.430	2.245	0.012	
4.600	-5.398	2.221	-0.024	
5.060	-4.401	2.097	-0.049	
5.520	-3.478	1.907	-0.064	
5.980	-2.652	1.680	-0.072	
6.440	-1.935	1.437	-0.074	
6.900	-1.331	1.194	-0.072	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉡ COMBO 3 : UE021

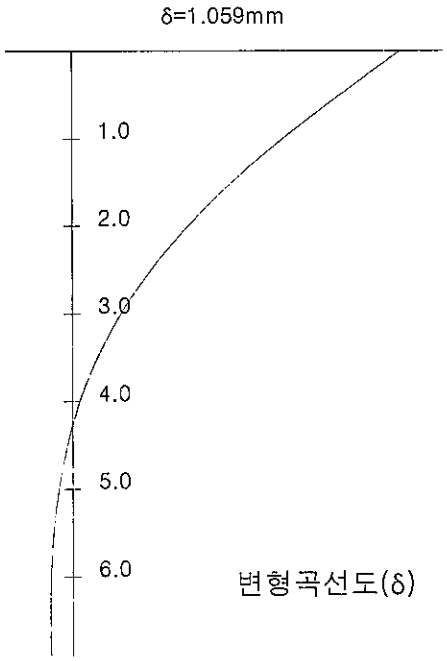
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

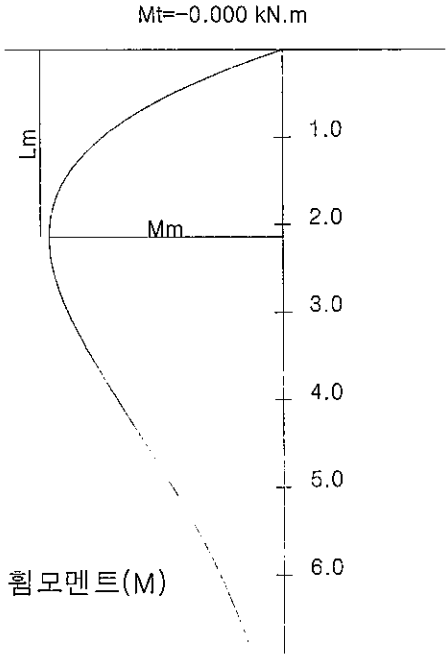
- 최대모멘트 및 깊이 : -9.135 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.059 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.059 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-10.411	1.059	
0.460	-4.025	-7.188	0.882	
0.920	-6.701	-4.542	0.713	
1.380	-8.287	-2.436	0.558	
1.840	-9.018	-0.817	0.420	
2.300	-9.104	0.377	0.302	
2.760	-8.726	1.211	0.203	
3.220	-8.035	1.747	0.123	
3.680	-7.155	2.045	0.059	
4.140	-6.182	2.159	0.011	
4.600	-5.190	2.136	-0.023	
5.060	-4.232	2.016	-0.047	
5.520	-3.345	1.834	-0.062	
5.980	-2.550	1.615	-0.069	
6.440	-1.861	1.381	-0.071	
6.900	-1.279	1.148	-0.069	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉮ COMBO 4 : ULO22

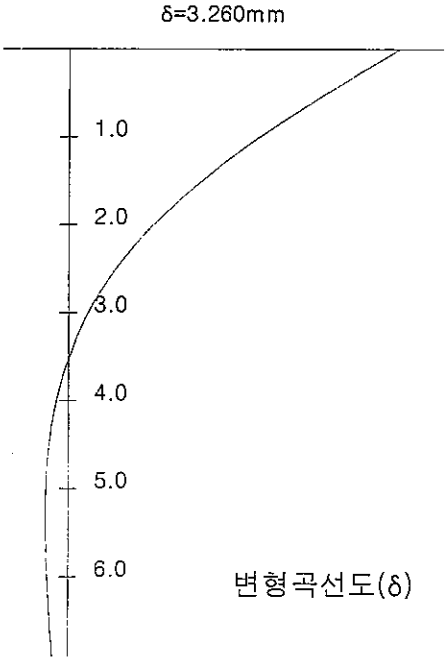
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

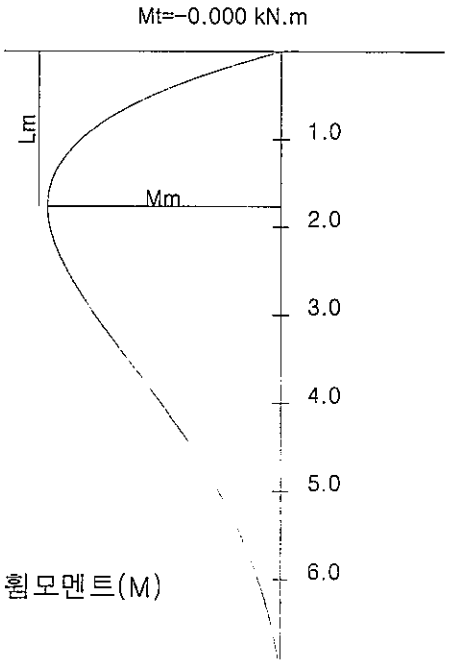
- 최대모멘트 및 깊이 : -41.213 kN.m, 1.766 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.260 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.260 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-56.867	3.260	
0.460	-21.170	-35.959	2.601	
0.920	-33.784	-19.619	1.986	
1.380	-39.856	-7.428	1.442	
1.840	-41.169	1.175	0.983	
2.300	-39.230	6.809	0.610	
2.760	-35.266	10.086	0.321	
3.220	-30.226	11.574	0.107	
3.680	-24.815	11.772	-0.042	
4.140	-19.528	11.100	-0.138	
4.600	-14.684	9.896	-0.193	
5.060	-10.465	8.421	-0.216	
5.520	-6.949	6.867	-0.216	
5.980	-4.139	5.366	-0.202	
6.440	-1.990	4.003	-0.179	
6.900	-0.428	2.825	-0.151	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





5) 말뚝의 안정성 검토

① 말뚝의 허용지지력 검토

가) 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 마찰지지 말뚝

Ra = r/n x (Ru - Ws) + Ws - W

Ra1 = 1394.000 kN (평상시) : 『별첨자료』 참조

Ra2 = 2091.000 kN (지진시) : 『별첨자료』 참조

말뚝의 주면장 U = π x 0.500 = 1.571 m

U	N-치	토질분류	토층심도	f(kN/m²)	주면마찰력(U*f*L)
1.571	10.000	사질토	4.500	20.000	141.383
1.571	50.000	사질토	2.400	100.000	376.935
계	-	-	-	-	518.319

N≤2 의 지반에는 주면 마찰력을 고려하지 않는다.

나) 말뚝의 허용 수평변위 검토

평상시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 0.8474 mm O.K

지진시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 3.2602 mm O.K

다) 말뚝의 허용인발력

Pa = 1/n x Pu + W ; Pu : 주면마찰력(kN), W : 수중말뚝의 중량

W = π x (0.500² - 0.340²)/ 4 x (25.00-10.00) x 6.900

= 10.925 kN

Pa1 = 1/3.0 x 518.319 + 10.92 = 183.698 kN (평상시)

Pa2 = 1/2.0 x 518.319 + 10.92 = 270.085 kN (지진시)

라) 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	672.624	484.113	1394.000	183.698	O.K
	HINGE	667.830	488.907	1394.000	183.698	O.K
COMBO 2	FIX	744.150	364.290	1394.000	183.698	O.K
	HINGE	740.881	367.559	1394.000	183.698	O.K
COMBO 3	FIX	744.150	364.290	1394.000	183.698	O.K
	HINGE	740.881	367.559	1394.000	183.698	O.K
COMBO 4	FIX	1110.392	-125.490	2091.000	270.085	O.K
	HINGE	1086.809	-101.907	2091.000	270.085	O.K

② 말뚝의 응력 검토

가) 말뚝의 이음과 장경비에 따른 허용응력의 감소율 검토

: 『도로교설계기준 해설(하부구조편)』 P223 참조

사용 PILE 본당 길이 : 15.00 m / 본

PILE 길이 : 7.00 m

이음개소수 : 0 개소

말뚝이음에 의한 허용응력 감소율 : 0.00%

장경비 (L/D) = 6.90/0.500 = 13.800 < 85 이므로 장경비에 따른 감소 없음.

따라서 허용응력의 총 감소율은 0.00% 적용

나) 말뚝의 휨응력 검토

허용 휨압축응력 fca = 28.000 MPa (평상시)

= 42.000 MPa (지진시)

허용 휨인장응력 fta = 0.000 MPa (평상시)

= -5.000 MPa (지진시)

f = fce ± M/Ze + V/Ae

= 4.104 ± M / 9906000.0 + V / 108500.0

구 분		V(kN)	M(kN.m)	fc	fca	ft	fta	비 고
COMBO 1	FIX	672.624	8.629	11.174	28.00	9.432	0.00	O.K
	HINGE	667.830	7.308	10.997	28.00	9.521	0.00	O.K
COMBO 2	FIX	744.150	5.884	11.557	28.00	10.369	0.00	O.K
	HINGE	740.881	7.308	11.670	28.00	10.195	0.00	O.K
COMBO 3	FIX	744.150	5.884	11.557	28.00	10.369	0.00	O.K
	HINGE	740.881	7.308	11.670	28.00	10.195	0.00	O.K
COMBO 4	FIX	1110.392	42.449	18.623	42.00	10.053	-5.00	O.K
	HINGE	1086.809	41.213	18.281	42.00	9.960	-5.00	O.K

다) 말뚝의 전단응력 검토

τsa = 0.850 MPa (평상시)

= 1.250 MPa (지진시)

$\tau = \alpha \times Ho / Ap$

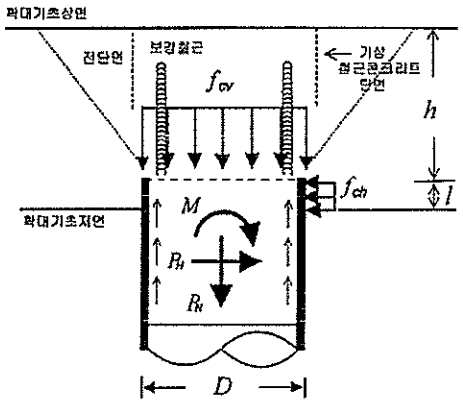
$\alpha = 4 \times (D^2 + D \times d + d^2) / (3 \times (D^2 + d^2))$

$= 4 \times (500.0^2 + 500.0 \times 340.0 + 340.0^2) / (3 \times (500.0^2 + 340.0^2))$

= 1.953 : 전단형상계수

구 분		H(kN)	τ	τsa	비 고
COMBO 1	FIX	8.329	0.150	0.850	O.K
	HINGE	8.329	0.150	0.850	O.K
COMBO 2	FIX	8.329	0.150	0.850	O.K
	HINGE	8.329	0.150	0.850	O.K
COMBO 3	FIX	8.329	0.150	0.850	O.K
	HINGE	8.329	0.150	0.850	O.K
COMBO 4	FIX	56.867	1.024	1.250	O.K
	HINGE	56.867	1.024	1.250	O.K

6) 말뚝과 확대기초의 결합부 검토



① 압입력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수직지압응력

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

fck : 콘크리트의 설계기준강도(MPa)
PNmax : 상시와 지진시, 말뚝 머리에 작용하는 가장 큰 수직력(N)
D : 말뚝의 외경(mm)
fca : 상시,콘크리트의 허용지압응력 = 0.25fck (MPa), (해설표 참고)
fca' : 지진시, 콘크리트의 허용지압응력 = 1.33 × (0.25fck) (MPa)

-해설 표. 확대기초의 허용지압응력, fca(MPa)

설계기준강도 (fck,MPa)		21	24	27	30
허용지압응력 (fca,MPa)	상시 (fca)	5.25	6.00	6.75	7.50
	지진시 (fca')	6.98	7.98	8.98	9.98

* 수직지압응력(fcv) 검토 (상시)
fcv = 744150.2 / (π/4 x 500 ²)
= 3.790 MPa ≤ fca = 6.750 MPa ∴ O.K
* 수직지압응력(fcv) 검토 (지진시)
fcv = 1110392.2 / (π/4 x 500 ²)
= 5.655 MPa ≤ fca' = 8.978 MPa ∴ O.K

b. 확대기초 콘크리트의 압발전단응력

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

τa3 : 상시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) ,(해설표 참조)
τa3' : 지진시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) ,(해설표 참조)
h : 확대기초의 유효두께 (㎜)

-해설 표. 확대기초의 허용수직압발전단응력, τa3(MPa)

콘크리트의 설계기준강도 fck		21	24	27	30
허용압발 전단응력	상시 (τa3)	0.85	0.90	0.95	1.00
	지진시 (τa3')	1.131	1.197	1.264	1.330

* 압발전단응력(τv) 검토 (상시)
τv = 744150.2 / {π x (500 + 2200) x 2200 }
= 0.040 MPa ≤ τa3 = 0.950 MPa ∴ O.K
* 압발전단응력(τv) 검토 (지진시)
τv = 1110392.2 / {π x (500 + 2200) x 2200 }
= 0.060 MPa ≤ τa3' = 1.264 MPa ∴ O.K

② 인발력에 대한 검토
원칙적으로 인발력에 대한 검토는 하지 않아도 된다. [도로교 설계기준 해설(하부구조편) P292]

③ 수평력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수평지압응력

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

PHmax : 상시와 지진시, 말뚝머리에 작용하는 최대 말뚝축직각방향력 (N)
l : 말뚝의 매입길이 = 100 ㎜

* 수평지압응력(fch) 검토 (상시)
fch = 8328.753 / (500 x 100)
= 0.167 MPa ≤ fca = 6.750 MPa ∴ O.K
* 수평지압응력(fch) 검토 (지진시)
fch = 56867.071 / (500 x 100)
= 1.137 MPa ≤ fca' = 8.978 MPa ∴ O.K

b. 확대기초 단부 말뚝에 대한 수평압발전단응력

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

h' : 수평방향의 압발전단에 저항하는 확대기초의 유효두께 (m)

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (상시)

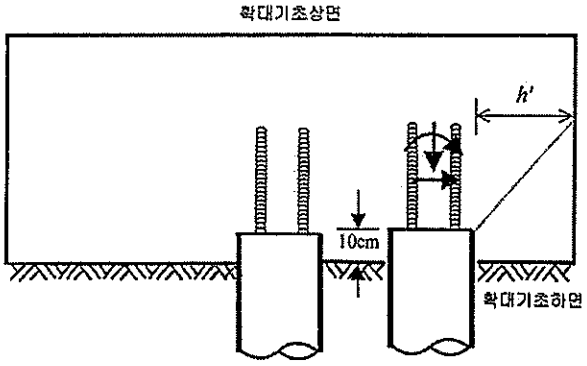
τh = 8328.753 / {400 x (200 + 500 + 800)}

= 0.014 MPa ≤ τa3 = 0.950 MPa ∴ O.K

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (지진시)

τh = 56867.071 / {400 x (200 + 500 + 800)}

= 0.095 MPa ≤ τa3' = 1.264 MPa ∴ O.K



④ 철근정착

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

fsa1 : 이형철근의 허용인장응력 (MPa) ,(해설표 참조)
Ast : 이형철근의 공칭단면적 (㎟) ,(해설표 참조)
U : 이형철근의 공칭둘레길이 (mm)
τoa : 콘크리트의 허용부착응력 (MPa) ,(해설표 참조)
d1 : 이형철근의 공칭지름 (mm)

- 해설 표. 이형철근의 허용응력, fsa1 (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, Ast(㎟)	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, τoa (MPa)

콘크리트의 설계기준강도 (fck)	21.0	24.0	27.0	30.0
이형철근과 콘크리트의 허용부착응력 (τoa)	1.4	1.6	1.7	1.8

* 철근의 정착길이

일반적으로, Lo ≥ Lomin = 35d1 로 하는 것이 좋다. Lomin = 35 x 19.1 = 668.5 mm

Lo = 150.000 x 286.500 / (1.700 x 60.000) = 421.324 (≤ 668.500)
= 668.5 (mm)

이때, 정착길이는 다음을 만족하여야 한다.

L ≥ Lo + D/2 = 668.5 + 500/2 = 918.5 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 (㎟)

A2 : 지지면적 (㎟)

* 연직지압강도

ϕVn = 0.700 x (0.85 x 27.0 x 196349.5)

= 3154355.374 N ≥ PNmax = 967395.224 N ∴ O.K

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)

bp : π × (말뚝직경 + d)

* PUNCHING 전단강도

ϕVn = 0.800 x (⅓ x √27.0 x 8325.2 x 2150)

= 24801892.507 N ≥ PNmax = 967395.224 N ∴ O.K

14. PILE 교축방향 검토

1) 설계조건

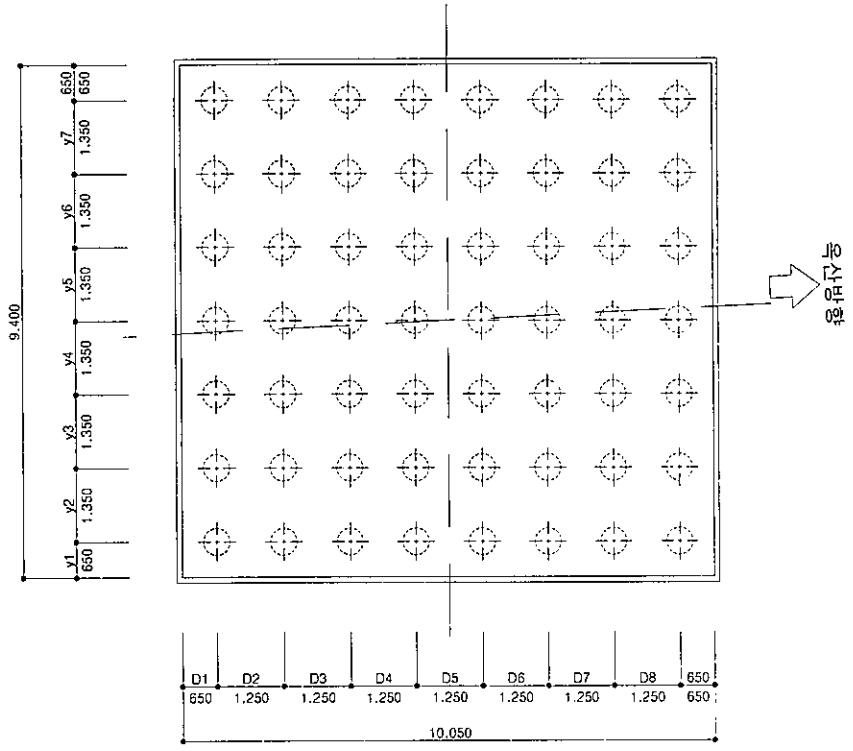
① 말뚝의 제원

말뚝 종류	직경(mm)	두께(mm)	종별	길이(m)
내부굴착PC.PHC말뚝	500	80	A	6.900

※ 말뚝길이는 기초평면에 묻힌 100mm는 제외한 길이로 계산한다.

콘크리트 설계기준강도 fck = 80.0 MPa
콘크리트 탄성계수 Ep = 40000.0 MPa
유효프리스트레스 fce = 4.1 MPa
콘크리트 환산단면적 Ae = 0.109 m^2
환산 단면2차모멘트 Ie = 0.0025 m^4
환산 단면계수 Ze = 0.0099 m^3
말뚝 머리의 평균 N치 N = 10
말뚝 선단의 평균 N치 N = 40
말뚝 선단의 근입깊이 Df = 1.0 m
원지반으로부터 돌출된 길이 h = 0.0 m

② 말뚝의 배치



2) 말뚝도심에서의 작용하중

구 분		Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	비 고
사용하중	COMBO 1	32388.634	82.195	1584.959	SVB05
	COMBO 2	27577.272	164.389	2403.203	SVB04
	COMBO 3	27577.272	164.389	2403.203	SVB26
	COMBO 4	27577.272	3519.000	52295.978	SVB22
계수하중	COMBO 1	46194.881	0.000	935.082	ULB01
	COMBO 2	35850.453	213.706	3124.163	ULB04
	COMBO 3	24669.188	197.267	2736.027	UEB26
	COMBO 4	27577.272	3519.000	52295.978	ULB22

3) 말뚝의 특성치 계산

① 말뚝의 축방향 스프링정수

Ap = Ae = 0.1085 ㎡ ; 말뚝의 환산단면적

a = 0.010 x (L/D) + 0.36 = 0.498

Kv = a x Ap x Ep / L = 313234.783 kN/m ; 말뚝의 축방향 스프링정수

② 말뚝의 축직각방향 스프링정수

: 1/β 가정된 값이 계산된 값과 일치할 때까지 반복 계산

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

α = 1 (평상시), 2 (지진시)

Eo = 1200 x N = 1200 x 10 = 12000 kN/㎡

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

가) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 평상시

가정된 1/β (m)	계산치 1/β (m)	Kh(kN/㎥)
0.500	2.322	27269.26
2.322	2.681	15331.97
2.681	2.718	14526.25
2.718	2.721	14452.92
2.721	2.722	14446.06
2.722	2.722	14445.42
2.722	2.722	14445.36

Kh = 14445.35 kN/㎥

β = 0.367 m-1

βL = 0.367 x 6.9000 = 2.535 < 3 ∴ 유한장 말뚝으로 설계한다.

나) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 지진시

가정된 1/β (m)	계산치 1/β (m)	Kh(kN/㎥)
0.500	1.952	54538.53
1.952	2.218	32722.73
2.218	2.245	31192.54
2.245	2.248	31052.80
2.248	2.248	31039.74
2.248	2.248	31038.51
2.248	2.248	31038.40

Kh = 31038.39 kN/㎥

β = 0.445 m-1

βL = 0.445 x 6.9000 = 3.069 ≥ 3 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

4) 말뚝의 변위 및 부재력

① 말뚝머리 고정일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	19657.232	34885.956	$4EI\beta^3$	kN/m
K2	26749.559	39210.478	$2EI\beta^2$	kN/rad
K3	26749.559	39210.478	$2EI\beta^2$	kN/rad
K4	72801.594	88142.151	$2EI\beta$	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	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	1100805.0	1953613.6
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{(K_v - K_1)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	-1497975.3	-2195786.8
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	17541147.8	17541147.8
Aya,Aay	$\sum \left\{\left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)x_i + K_2 \sin\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum \left\{\left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2 + K_3\right)x_i \sin\theta_i + K_4\right\}$	147969117.5	148828188.7
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		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)		δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	0.0000905	0.0018464	0.0000116	COMBO 1	0.0000087	0.0026335	0.0000064
COMBO 2	0.0001738	0.0015721	0.0000180	COMBO 2	0.0002260	0.0020438	0.0000234
COMBO 3	0.0001738	0.0015721	0.0000180	COMBO 3	0.0002072	0.0014064	0.0000206
COMBO 4	0.0022333	0.0015721	0.0003843	COMBO 4	0.0022333	0.0015721	0.0003843

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 2.233 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ O.K

다) 말뚝의 작용력과 말뚝머리에서의 반력

▣ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

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

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

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0000905	0.0018973	0.0000116	594.303	1.468	-1.574
	2	0.0000905	0.0018828	0.0000116	589.750	1.468	-1.574
	3	0.0000905	0.0018682	0.0000116	585.197	1.468	-1.574
	4	0.0000905	0.0018537	0.0000116	580.645	1.468	-1.574
	5	0.0000905	0.0018392	0.0000116	576.092	1.468	-1.574
	6	0.0000905	0.0018246	0.0000116	571.539	1.468	-1.574
	7	0.0000905	0.0018101	0.0000116	566.987	1.468	-1.574
	8	0.0000905	0.0017956	0.0000116	562.434	1.468	-1.574
COMBO 2	1	0.0001738	0.0016509	0.0000180	517.120	2.936	-3.339
	2	0.0001738	0.0016284	0.0000180	510.072	2.936	-3.339
	3	0.0001738	0.0016059	0.0000180	503.024	2.936	-3.339
	4	0.0001738	0.0015834	0.0000180	495.975	2.936	-3.339
	5	0.0001738	0.0015609	0.0000180	488.927	2.936	-3.339
	6	0.0001738	0.0015384	0.0000180	481.879	2.936	-3.339
	7	0.0001738	0.0015159	0.0000180	474.831	2.936	-3.339
	8	0.0001738	0.0014934	0.0000180	467.783	2.936	-3.339
COMBO 3	1	0.0001738	0.0016509	0.0000180	517.120	2.936	-3.339
	2	0.0001738	0.0016284	0.0000180	510.072	2.936	-3.339
	3	0.0001738	0.0016059	0.0000180	503.024	2.936	-3.339
	4	0.0001738	0.0015834	0.0000180	495.975	2.936	-3.339
	5	0.0001738	0.0015609	0.0000180	488.927	2.936	-3.339
	6	0.0001738	0.0015384	0.0000180	481.879	2.936	-3.339
	7	0.0001738	0.0015159	0.0000180	474.831	2.936	-3.339
	8	0.0001738	0.0014934	0.0000180	467.783	2.936	-3.339
COMBO 4	1	0.0022333	0.0032536	0.0003843	1019.143	62.839	-53.691
	2	0.0022333	0.0027732	0.0003843	868.660	62.839	-53.691
	3	0.0022333	0.0022928	0.0003843	718.176	62.839	-53.691
	4	0.0022333	0.0018124	0.0003843	567.693	62.839	-53.691
	5	0.0022333	0.0013319	0.0003843	417.210	62.839	-53.691
	6	0.0022333	0.0008515	0.0003843	266.726	62.839	-53.691
	7	0.0022333	0.0003711	0.0003843	116.243	62.839	-53.691
	8	0.0022333	-0.0001093	0.0003843	-34.241	62.839	-53.691

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0000087	0.0026615	0.0000064	833.690	0.000	0.233
	2	0.0000087	0.0026535	0.0000064	831.181	0.000	0.233
	3	0.0000087	0.0026455	0.0000064	828.672	0.000	0.233
	4	0.0000087	0.0026375	0.0000064	826.163	0.000	0.233
	5	0.0000087	0.0026295	0.0000064	823.654	0.000	0.233
	6	0.0000087	0.0026215	0.0000064	821.145	0.000	0.233
	7	0.0000087	0.0026135	0.0000064	818.636	0.000	0.233
	8	0.0000087	0.0026055	0.0000064	816.127	0.000	0.233
COMBO 2	1	0.0002260	0.0021462	0.0000234	672.256	3.816	-4.341
	2	0.0002260	0.0021169	0.0000234	663.093	3.816	-4.341
	3	0.0002260	0.0020877	0.0000234	653.931	3.816	-4.341
	4	0.0002260	0.0020584	0.0000234	644.768	3.816	-4.341
	5	0.0002260	0.0020292	0.0000234	635.605	3.816	-4.341
	6	0.0002260	0.0019999	0.0000234	626.443	3.816	-4.341
	7	0.0002260	0.0019707	0.0000234	617.280	3.816	-4.341
	8	0.0002260	0.0019414	0.0000234	608.117	3.816	-4.341
COMBO 3	1	0.0002072	0.0014964	0.0000206	468.736	3.523	-4.044
	2	0.0002072	0.0014707	0.0000206	460.674	3.523	-4.044
	3	0.0002072	0.0014450	0.0000206	452.613	3.523	-4.044
	4	0.0002072	0.0014192	0.0000206	444.552	3.523	-4.044
	5	0.0002072	0.0013935	0.0000206	436.491	3.523	-4.044
	6	0.0002072	0.0013678	0.0000206	428.429	3.523	-4.044
	7	0.0002072	0.0013420	0.0000206	420.368	3.523	-4.044
	8	0.0002072	0.0013163	0.0000206	412.307	3.523	-4.044
COMBO 4	1	0.0022333	0.0032536	0.0003843	1019.143	62.839	-53.691
	2	0.0022333	0.0027732	0.0003843	868.660	62.839	-53.691
	3	0.0022333	0.0022928	0.0003843	718.176	62.839	-53.691
	4	0.0022333	0.0018124	0.0003843	567.693	62.839	-53.691
	5	0.0022333	0.0013319	0.0003843	417.210	62.839	-53.691
	6	0.0022333	0.0008515	0.0003843	266.726	62.839	-53.691
	7	0.0022333	0.0003711	0.0003843	116.243	62.839	-53.691
	8	0.0022333	-0.0001093	0.0003843	-34.241	62.839	-53.691

▣ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

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

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

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

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	4.375	0	594.303	1.468	-1.574	7
	2	3.125	0	589.750	1.468	-1.574	7
	3	1.875	0	585.197	1.468	-1.574	7
	4	0.625	0	580.645	1.468	-1.574	7
	5	-0.625	0	576.092	1.468	-1.574	7
	6	-1.875	0	571.539	1.468	-1.574	7
	7	-3.125	0	566.987	1.468	-1.574	7
	8	-4.375	0	562.434	1.468	-1.574	7
	계			32388.634	82.195	1584.959	56
COMBO 2	1	4.375	0	517.120	2.936	-3.339	7
	2	3.125	0	510.072	2.936	-3.339	7
	3	1.875	0	503.024	2.936	-3.339	7
	4	0.625	0	495.975	2.936	-3.339	7
	5	-0.625	0	488.927	2.936	-3.339	7
	6	-1.875	0	481.879	2.936	-3.339	7
	7	-3.125	0	474.831	2.936	-3.339	7
	8	-4.375	0	467.783	2.936	-3.339	7
	계			27577.272	164.389	2403.203	56
COMBO 3	1	4.375	0	517.120	2.936	-3.339	7
	2	3.125	0	510.072	2.936	-3.339	7
	3	1.875	0	503.024	2.936	-3.339	7
	4	0.625	0	495.975	2.936	-3.339	7
	5	-0.625	0	488.927	2.936	-3.339	7
	6	-1.875	0	481.879	2.936	-3.339	7
	7	-3.125	0	474.831	2.936	-3.339	7
	8	-4.375	0	467.783	2.936	-3.339	7
	계			27577.272	164.389	2403.203	56
COMBO 4	1	4.375	0	1019.143	62.839	-53.691	7
	2	3.125	0	868.660	62.839	-53.691	7
	3	1.875	0	718.176	62.839	-53.691	7
	4	0.625	0	567.693	62.839	-53.691	7
	5	-0.625	0	417.210	62.839	-53.691	7
	6	-1.875	0	266.726	62.839	-53.691	7
	7	-3.125	0	116.243	62.839	-53.691	7
	8	-4.375	0	-34.241	62.839	-53.691	7
	계			27577.272	3519.000	52295.978	56

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	4.375	0	833.690	0.000	0.233	7
	2	3.125	0	831.181	0.000	0.233	7
	3	1.875	0	828.672	0.000	0.233	7
	4	0.625	0	826.163	0.000	0.233	7
	5	-0.625	0	823.654	0.000	0.233	7
	6	-1.875	0	821.145	0.000	0.233	7
	7	-3.125	0	818.636	0.000	0.233	7
	8	-4.375	0	816.127	0.000	0.233	7
	계			46194.882	0.000	935.082	56
COMBO 2	1	4.375	0	672.256	3.816	-4.341	7
	2	3.125	0	663.093	3.816	-4.341	7
	3	1.875	0	653.931	3.816	-4.341	7
	4	0.625	0	644.768	3.816	-4.341	7
	5	-0.625	0	635.605	3.816	-4.341	7
	6	-1.875	0	626.443	3.816	-4.341	7
	7	-3.125	0	617.280	3.816	-4.341	7
	8	-4.375	0	608.117	3.816	-4.341	7
	계			35850.454	213.706	3124.163	56
COMBO 3	1	4.375	0	468.736	3.523	-4.044	7
	2	3.125	0	460.674	3.523	-4.044	7
	3	1.875	0	452.613	3.523	-4.044	7
	4	0.625	0	444.552	3.523	-4.044	7
	5	-0.625	0	436.491	3.523	-4.044	7
	6	-1.875	0	428.429	3.523	-4.044	7
	7	-3.125	0	420.368	3.523	-4.044	7
	8	-4.375	0	412.307	3.523	-4.044	7
	계			24669.189	197.267	2736.027	56
COMBO 4	1	4.375	0	1019.143	62.839	-53.691	7
	2	3.125	0	868.660	62.839	-53.691	7
	3	1.875	0	718.176	62.839	-53.691	7
	4	0.625	0	567.693	62.839	-53.691	7
	5	-0.625	0	417.210	62.839	-53.691	7
	6	-1.875	0	266.726	62.839	-53.691	7
	7	-3.125	0	116.243	62.839	-53.691	7
	8	-4.375	0	-34.241	62.839	-53.691	7
	계			27577.272	3519.000	52295.978	56

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : SVB05

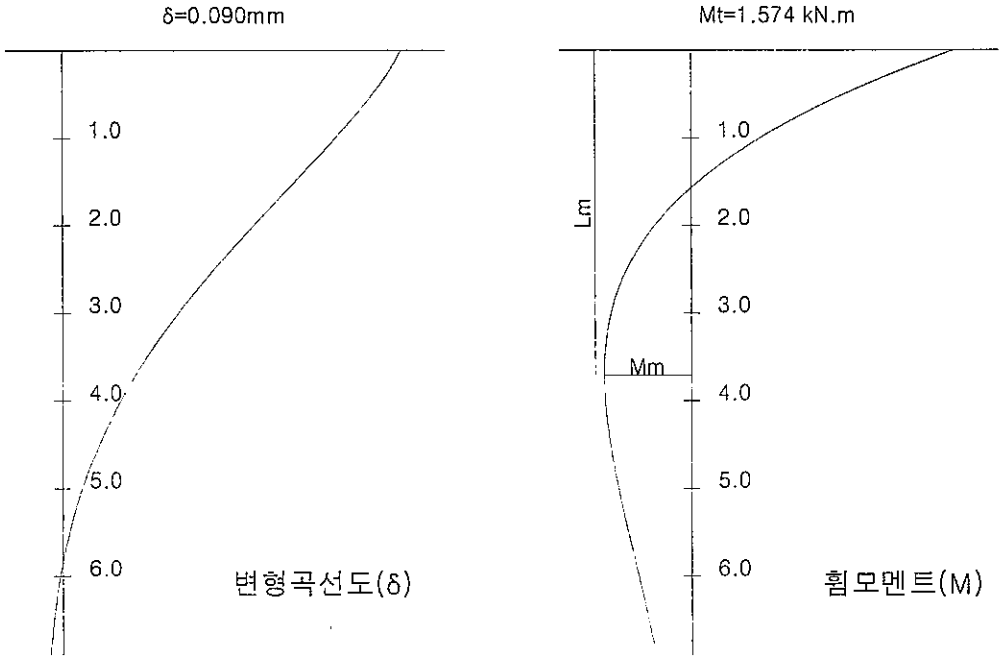
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -0.523 kN.m, 3.707 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.090 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.090 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	1.574	-1.468	0.090	
0.460	0.966	-1.178	0.084	
0.920	0.487	-0.914	0.075	
1.380	0.121	-0.682	0.065	
1.840	-0.146	-0.483	0.055	
2.300	-0.329	-0.318	0.045	
2.760	-0.444	-0.186	0.035	
3.220	-0.504	-0.082	0.027	
3.680	-0.523	-0.004	0.020	
4.140	-0.511	0.052	0.014	
4.600	-0.478	0.089	0.009	
5.060	-0.431	0.111	0.005	
5.520	-0.377	0.122	0.002	
5.980	-0.320	0.124	-0.001	
6.440	-0.264	0.119	-0.002	
6.900	-0.212	0.110	-0.003	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 2 : SVB04

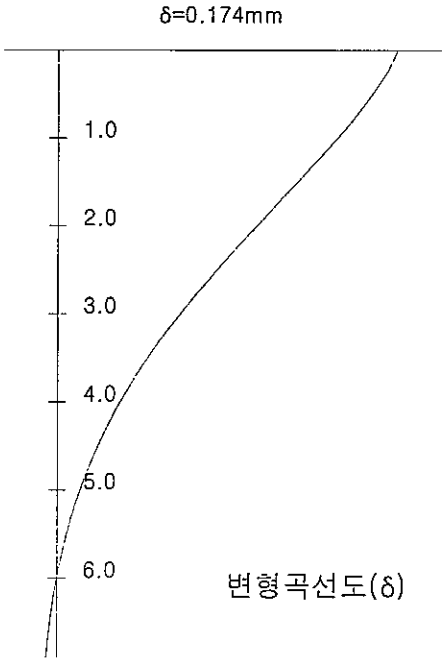
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

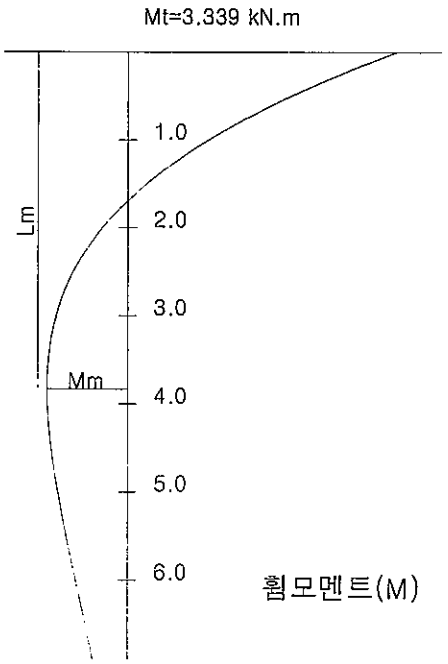
- 최대모멘트 및 깊이 : -0.990 kN.m, 3.833 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.174 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.174 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	3.339	-2.936	0.174	
0.460	2.119	-2.375	0.162	
0.920	1.147	-1.861	0.146	
1.380	0.398	-1.405	0.128	
1.840	-0.155	-1.011	0.109	
2.300	-0.542	-0.682	0.090	
2.760	-0.792	-0.414	0.072	
3.220	-0.932	-0.203	0.056	
3.680	-0.987	-0.043	0.041	
4.140	-0.978	0.073	0.029	
4.600	-0.925	0.153	0.019	
5.060	-0.842	0.202	0.011	
5.520	-0.743	0.227	0.005	
5.980	-0.636	0.235	0.000	
6.440	-0.529	0.228	-0.003	
6.900	-0.427	0.213	-0.006	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉡ COMBO 3 : SVB26

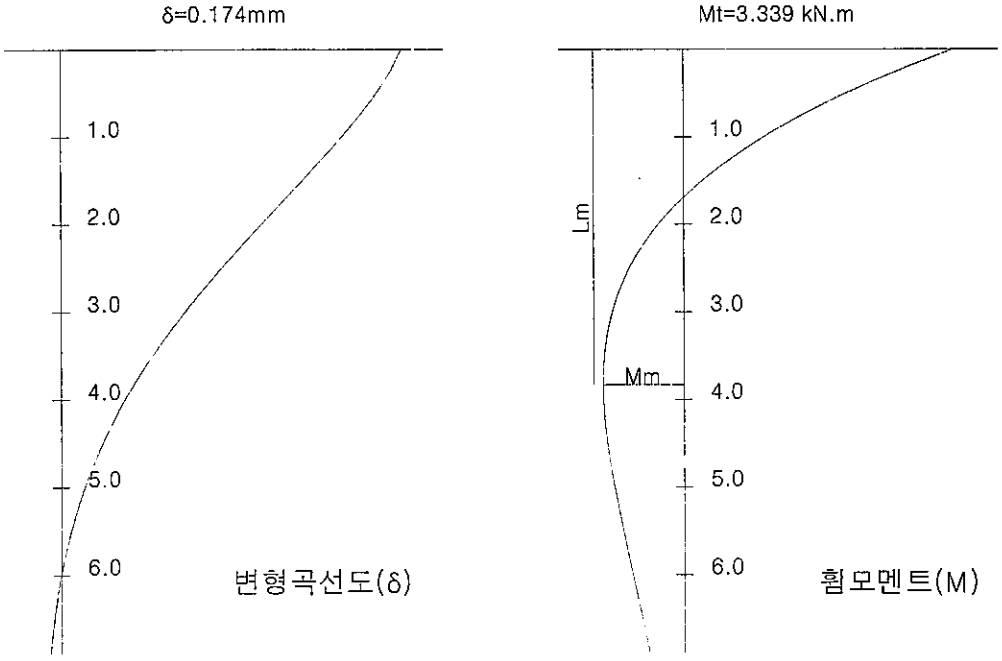
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -0.990 kN.m, 3.833 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.174 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.174 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	3.339	-2.936	0.174	
0.460	2.119	-2.375	0.162	
0.920	1.147	-1.861	0.146	
1.380	0.398	-1.405	0.128	
1.840	-0.155	-1.011	0.109	
2.300	-0.542	-0.682	0.090	
2.760	-0.792	-0.414	0.072	
3.220	-0.932	-0.203	0.056	
3.680	-0.987	-0.043	0.041	
4.140	-0.978	0.073	0.029	
4.600	-0.925	0.153	0.019	
5.060	-0.842	0.202	0.011	
5.520	-0.743	0.227	0.005	
5.980	-0.636	0.235	0.000	
6.440	-0.529	0.228	-0.003	
6.900	-0.427	0.213	-0.006	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉲ COMBO 4 : SVB22

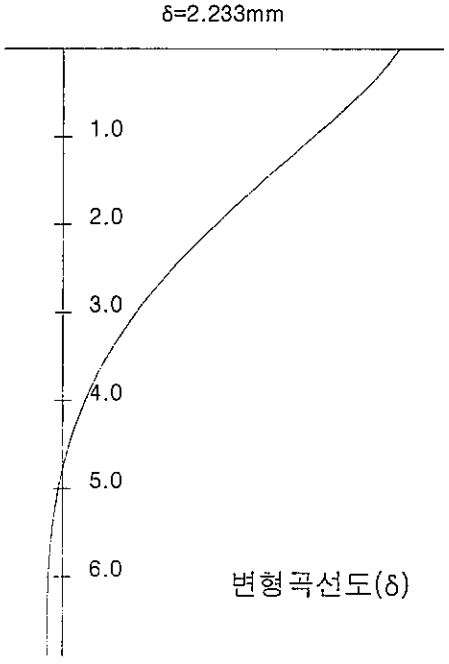
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

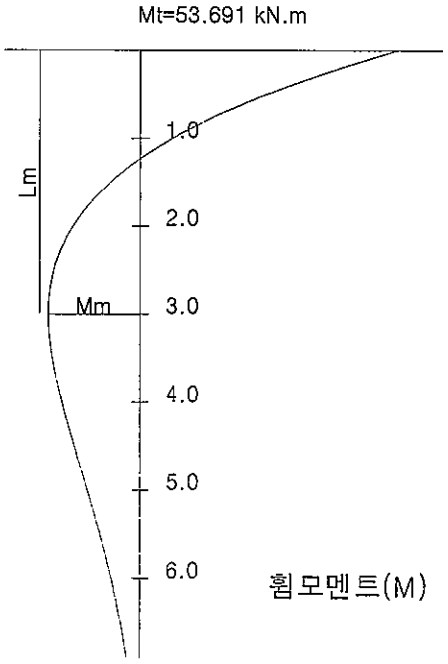
- 최대모멘트 및 깊이 : -19.105 kN.m, 3.002 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.233 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.233 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	53.691	-62.839	2.233	
0.460	28.341	-47.647	2.009	
0.920	9.571	-34.304	1.723	
1.380	-3.549	-23.102	1.415	
1.840	-12.019	-14.086	1.114	
2.300	-16.825	-7.136	0.838	
2.760	-18.868	-2.033	0.598	
3.220	-18.937	1.494	0.397	
3.680	-17.690	3.735	0.237	
4.140	-15.655	4.968	0.114	
4.600	-13.235	5.448	0.025	
5.060	-10.724	5.395	-0.036	
5.520	-8.325	4.992	-0.074	
5.980	-6.163	4.383	-0.094	
6.440	-4.307	3.680	-0.101	
6.900	-2.780	2.961	-0.099	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 2 : ULS04

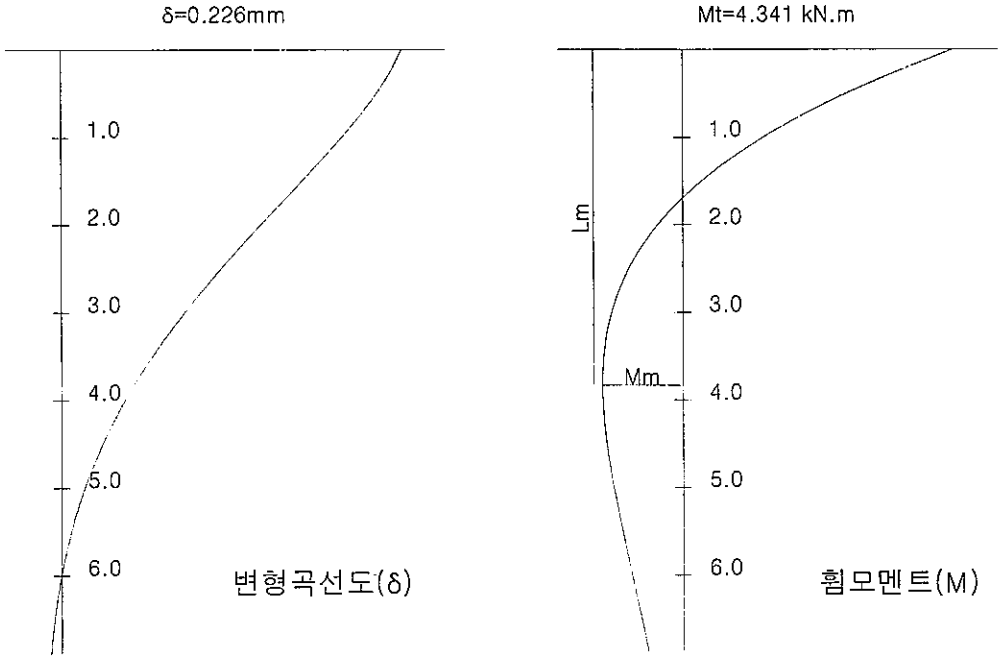
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -1.287 kN.m, 3.833 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.226 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.226 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	4.341	-3.816	0.226	
0.460	2.755	-3.088	0.211	
0.920	1.491	-2.420	0.190	
1.380	0.518	-1.826	0.166	
1.840	-0.202	-1.315	0.141	
2.300	-0.705	-0.887	0.117	
2.760	-1.030	-0.539	0.093	
3.220	-1.212	-0.264	0.072	
3.680	-1.283	-0.056	0.054	
4.140	-1.272	0.095	0.038	
4.600	-1.203	0.199	0.025	
5.060	-1.095	0.263	0.014	
5.520	-0.966	0.296	0.006	
5.980	-0.827	0.305	0.000	
6.440	-0.688	0.297	-0.004	
6.900	-0.556	0.277	-0.007	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 3 : UEB26

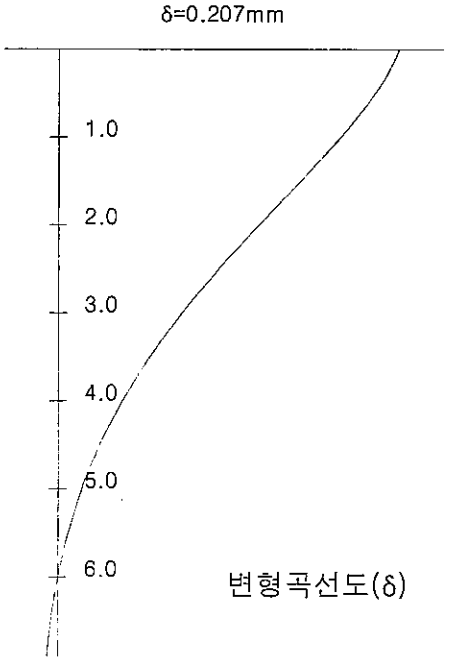
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

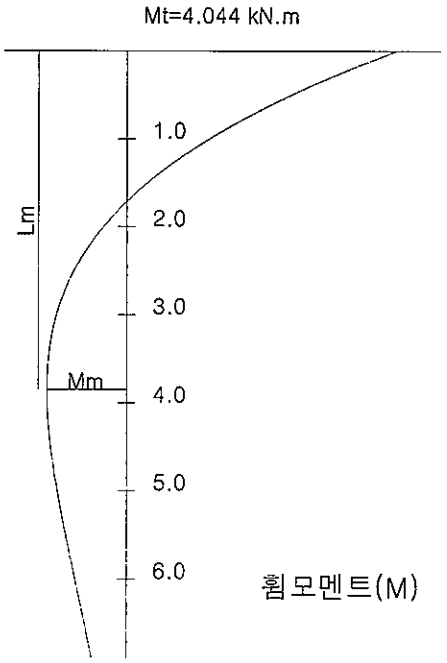
- 최대모멘트 및 깊이 : -1.178 kN.m, 3.853 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.207 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.207 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	4.044	-3.523	0.207	
0.460	2.579	-2.854	0.194	
0.920	1.410	-2.240	0.175	
1.380	0.508	-1.694	0.153	
1.840	-0.160	-1.222	0.130	
2.300	-0.628	-0.827	0.108	
2.760	-0.932	-0.506	0.086	
3.220	-1.104	-0.252	0.067	
3.680	-1.173	-0.059	0.050	
4.140	-1.166	0.082	0.035	
4.600	-1.104	0.178	0.023	
5.060	-1.007	0.238	0.013	
5.520	-0.889	0.270	0.006	
5.980	-0.762	0.279	0.000	
6.440	-0.635	0.272	-0.004	
6.900	-0.514	0.254	-0.007	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉯ COMBO 4 : ULB22

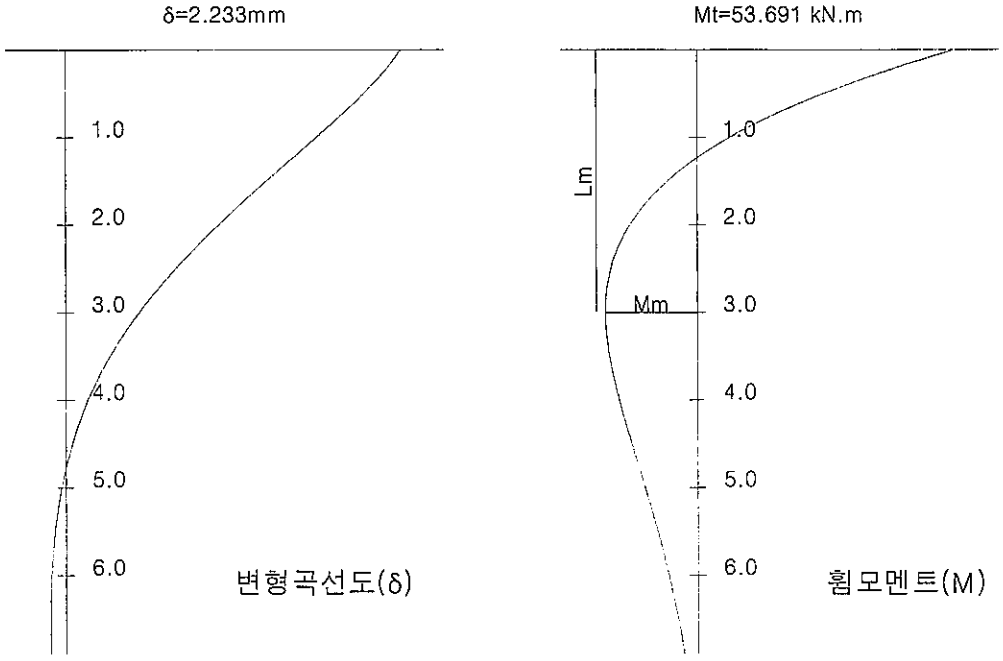
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -19.105 kN.m, 3.002 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.233 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.233 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	53.691	-62.839	2.233	
0.460	28.341	-47.647	2.009	
0.920	9.571	-34.304	1.723	
1.380	-3.549	-23.102	1.415	
1.840	-12.019	-14.086	1.114	
2.300	-16.825	-7.136	0.838	
2.760	-18.868	-2.033	0.598	
3.220	-18.937	1.494	0.397	
3.680	-17.690	3.735	0.237	
4.140	-15.655	4.968	0.114	
4.600	-13.235	5.448	0.025	
5.060	-10.724	5.395	-0.036	
5.520	-8.325	4.992	-0.074	
5.980	-6.163	4.383	-0.094	
6.440	-4.307	3.680	-0.101	
6.900	-2.780	2.961	-0.099	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



② 말뚝머리 힌지일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	9828.616	17442.978	$2EI\beta^3$	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	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	550402.5	976806.8
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{\left(K_v - K_1\right)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	17541147.8	17541147.8
Aya,Aay	$\sum \left\{\left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)x_i + K_2 \sin\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum \left\{\left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2 + K_3\right)x_i \sin\theta_i + K_4\right\}$	143892228.3	143892228.3
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		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)		δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	0.0001493	0.0018464	0.0000110	COMBO 1	0.0000000	0.0026335	0.0000065
COMBO 2	0.0002987	0.0015721	0.0000167	COMBO 2	0.0003883	0.0020438	0.0000217
COMBO 3	0.0002987	0.0015721	0.0000167	COMBO 3	0.0003584	0.0014064	0.0000190
COMBO 4	0.0036026	0.0015721	0.0003634	COMBO 4	0.0036026	0.0015721	0.0003634

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 3.603 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ O.K

다) 말뚝의 작용력과 말뚝머리에서의 반력

▣ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

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

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

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0001493	0.0018946	0.0000110	593.463	1.468	0.000
	2	0.0001493	0.0018809	0.0000110	589.151	1.468	0.000
	3	0.0001493	0.0018671	0.0000110	584.838	1.468	0.000
	4	0.0001493	0.0018533	0.0000110	580.525	1.468	0.000
	5	0.0001493	0.0018396	0.0000110	576.212	1.468	0.000
	6	0.0001493	0.0018258	0.0000110	571.899	1.468	0.000
	7	0.0001493	0.0018120	0.0000110	567.586	1.468	0.000
	8	0.0001493	0.0017982	0.0000110	563.274	1.468	0.000
COMBO 2	1	0.0002987	0.0016452	0.0000167	515.339	2.936	0.000
	2	0.0002987	0.0016243	0.0000167	508.800	2.936	0.000
	3	0.0002987	0.0016035	0.0000167	502.260	2.936	0.000
	4	0.0002987	0.0015826	0.0000167	495.721	2.936	0.000
	5	0.0002987	0.0015617	0.0000167	489.182	2.936	0.000
	6	0.0002987	0.0015408	0.0000167	482.642	2.936	0.000
	7	0.0002987	0.0015200	0.0000167	476.103	2.936	0.000
	8	0.0002987	0.0014991	0.0000167	469.564	2.936	0.000
COMBO 3	1	0.0002987	0.0016452	0.0000167	515.339	2.936	0.000
	2	0.0002987	0.0016243	0.0000167	508.800	2.936	0.000
	3	0.0002987	0.0016035	0.0000167	502.260	2.936	0.000
	4	0.0002987	0.0015826	0.0000167	495.721	2.936	0.000
	5	0.0002987	0.0015617	0.0000167	489.182	2.936	0.000
	6	0.0002987	0.0015408	0.0000167	482.642	2.936	0.000
	7	0.0002987	0.0015200	0.0000167	476.103	2.936	0.000
	8	0.0002987	0.0014991	0.0000167	469.564	2.936	0.000
COMBO 4	1	0.0036026	0.0031622	0.0003634	990.508	62.839	0.000
	2	0.0036026	0.0027079	0.0003634	848.206	62.839	0.000
	3	0.0036026	0.0022536	0.0003634	705.904	62.839	0.000
	4	0.0036026	0.0017993	0.0003634	563.602	62.839	0.000
	5	0.0036026	0.0013450	0.0003634	421.300	62.839	0.000
	6	0.0036026	0.0008907	0.0003634	278.998	62.839	0.000
	7	0.0036026	0.0004364	0.0003634	136.696	62.839	0.000
	8	0.0036026	-0.0000179	0.0003634	-5.606	62.839	0.000

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0000000	0.0026619	0.0000065	833.814	0.000	0.000
	2	0.0000000	0.0026538	0.0000065	831.270	0.000	0.000
	3	0.0000000	0.0026457	0.0000065	828.725	0.000	0.000
	4	0.0000000	0.0026376	0.0000065	826.181	0.000	0.000
	5	0.0000000	0.0026295	0.0000065	823.636	0.000	0.000
	6	0.0000000	0.0026213	0.0000065	821.092	0.000	0.000
	7	0.0000000	0.0026132	0.0000065	818.547	0.000	0.000
	8	0.0000000	0.0026051	0.0000065	816.003	0.000	0.000
COMBO 2	1	0.0003883	0.0021388	0.0000217	669.941	3.816	0.000
	2	0.0003883	0.0021116	0.0000217	661.439	3.816	0.000
	3	0.0003883	0.0020845	0.0000217	652.938	3.816	0.000
	4	0.0003883	0.0020574	0.0000217	644.437	3.816	0.000
	5	0.0003883	0.0020302	0.0000217	635.936	3.816	0.000
	6	0.0003883	0.0020031	0.0000217	627.435	3.816	0.000
	7	0.0003883	0.0019759	0.0000217	618.934	3.816	0.000
	8	0.0003883	0.0019488	0.0000217	610.433	3.816	0.000
COMBO 3	1	0.0003584	0.0014895	0.0000190	466.579	3.523	0.000
	2	0.0003584	0.0014658	0.0000190	459.134	3.523	0.000
	3	0.0003584	0.0014420	0.0000190	451.689	3.523	0.000
	4	0.0003584	0.0014182	0.0000190	444.244	3.523	0.000
	5	0.0003584	0.0013945	0.0000190	436.799	3.523	0.000
	6	0.0003584	0.0013707	0.0000190	429.354	3.523	0.000
	7	0.0003584	0.0013469	0.0000190	421.909	3.523	0.000
	8	0.0003584	0.0013232	0.0000190	414.464	3.523	0.000
COMBO 4	1	0.0036026	0.0031622	0.0003634	990.508	62.839	0.000
	2	0.0036026	0.0027079	0.0003634	848.206	62.839	0.000
	3	0.0036026	0.0022536	0.0003634	705.904	62.839	0.000
	4	0.0036026	0.0017993	0.0003634	563.602	62.839	0.000
	5	0.0036026	0.0013450	0.0003634	421.300	62.839	0.000
	6	0.0036026	0.0008907	0.0003634	278.998	62.839	0.000
	7	0.0036026	0.0004364	0.0003634	136.696	62.839	0.000
	8	0.0036026	-0.0000179	0.0003634	-5.606	62.839	0.000

▣ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

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

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

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

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	4.375	0	593.463	1.468	0.000	7
	2	3.125	0	589.151	1.468	0.000	7
	3	1.875	0	584.838	1.468	0.000	7
	4	0.625	0	580.525	1.468	0.000	7
	5	-0.625	0	576.212	1.468	0.000	7
	6	-1.875	0	571.899	1.468	0.000	7
	7	-3.125	0	567.586	1.468	0.000	7
	8	-4.375	0	563.274	1.468	0.000	7
	계			32388.634	82.195	0.000	56
COMBO 2	1	4.375	0	515.339	2.936	0.000	7
	2	3.125	0	508.800	2.936	0.000	7
	3	1.875	0	502.260	2.936	0.000	7
	4	0.625	0	495.721	2.936	0.000	7
	5	-0.625	0	489.182	2.936	0.000	7
	6	-1.875	0	482.642	2.936	0.000	7
	7	-3.125	0	476.103	2.936	0.000	7
	8	-4.375	0	469.564	2.936	0.000	7
	계			27577.272	164.389	0.000	56
COMBO 3	1	4.375	0	515.339	2.936	0.000	7
	2	3.125	0	508.800	2.936	0.000	7
	3	1.875	0	502.260	2.936	0.000	7
	4	0.625	0	495.721	2.936	0.000	7
	5	-0.625	0	489.182	2.936	0.000	7
	6	-1.875	0	482.642	2.936	0.000	7
	7	-3.125	0	476.103	2.936	0.000	7
	8	-4.375	0	469.564	2.936	0.000	7
	계			27577.272	164.389	0.000	56
COMBO 4	1	4.375	0	990.508	62.839	0.000	7
	2	3.125	0	848.206	62.839	0.000	7
	3	1.875	0	705.904	62.839	0.000	7
	4	0.625	0	563.602	62.839	0.000	7
	5	-0.625	0	421.300	62.839	0.000	7
	6	-1.875	0	278.998	62.839	0.000	7
	7	-3.125	0	136.696	62.839	0.000	7
	8	-4.375	0	-5.606	62.839	0.000	7
	계			27577.272	3519.000	0.000	56

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	4.375	0	833.814	0.000	0.000	7
	2	3.125	0	831.270	0.000	0.000	7
	3	1.875	0	828.725	0.000	0.000	7
	4	0.625	0	826.181	0.000	0.000	7
	5	-0.625	0	823.636	0.000	0.000	7
	6	-1.875	0	821.092	0.000	0.000	7
	7	-3.125	0	818.547	0.000	0.000	7
	8	-4.375	0	816.003	0.000	0.000	7
	계			46194.882	0.000	0.000	56
COMBO 2	1	4.375	0	669.941	3.816	0.000	7
	2	3.125	0	661.439	3.816	0.000	7
	3	1.875	0	652.938	3.816	0.000	7
	4	0.625	0	644.437	3.816	0.000	7
	5	-0.625	0	635.936	3.816	0.000	7
	6	-1.875	0	627.435	3.816	0.000	7
	7	-3.125	0	618.934	3.816	0.000	7
	8	-4.375	0	610.433	3.816	0.000	7
	계			35850.454	213.706	0.000	56
COMBO 3	1	4.375	0	466.579	3.523	0.000	7
	2	3.125	0	459.134	3.523	0.000	7
	3	1.875	0	451.689	3.523	0.000	7
	4	0.625	0	444.244	3.523	0.000	7
	5	-0.625	0	436.799	3.523	0.000	7
	6	-1.875	0	429.354	3.523	0.000	7
	7	-3.125	0	421.909	3.523	0.000	7
	8	-4.375	0	414.464	3.523	0.000	7
	계			24669.189	197.267	0.000	56
COMBO 4	1	4.375	0	990.508	62.839	0.000	7
	2	3.125	0	848.206	62.839	0.000	7
	3	1.875	0	705.904	62.839	0.000	7
	4	0.625	0	563.602	62.839	0.000	7
	5	-0.625	0	421.300	62.839	0.000	7
	6	-1.875	0	278.998	62.839	0.000	7
	7	-3.125	0	136.696	62.839	0.000	7
	8	-4.375	0	-5.606	62.839	0.000	7
	계			27577.272	3519.000	0.000	56

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : SVB05

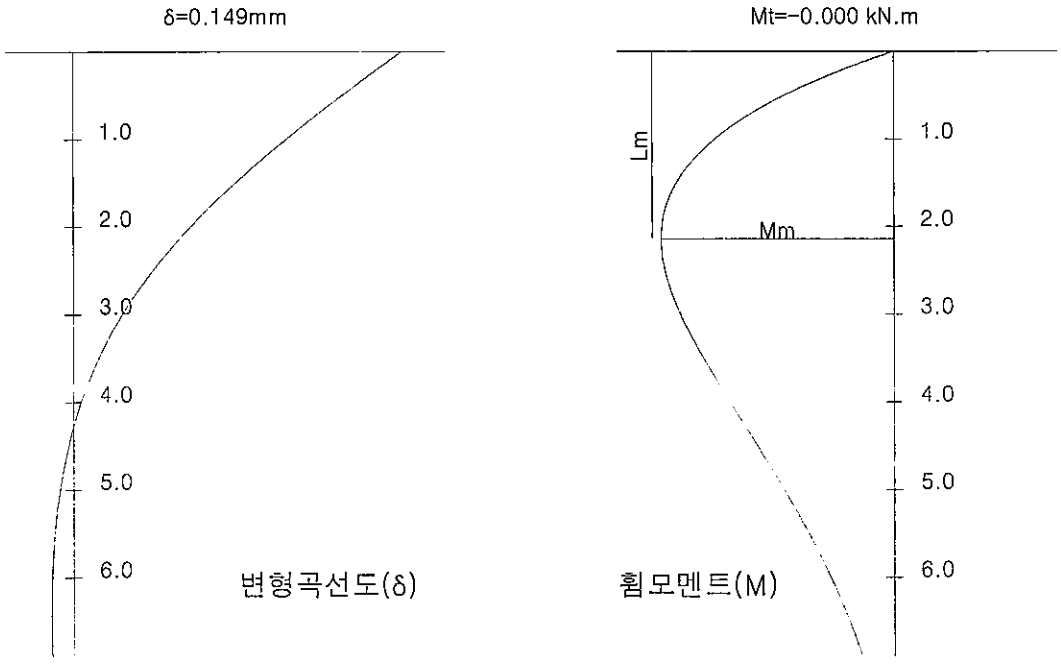
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -1.288 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.149 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.149 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-1.468	0.149	
0.460	-0.567	-1.013	0.124	
0.920	-0.945	-0.640	0.100	
1.380	-1.168	-0.343	0.079	
1.840	-1.271	-0.115	0.059	
2.300	-1.283	0.053	0.043	
2.760	-1.230	0.171	0.029	
3.220	-1.133	0.246	0.017	
3.680	-1.009	0.288	0.008	
4.140	-0.872	0.304	0.002	
4.600	-0.732	0.301	-0.003	
5.060	-0.597	0.284	-0.007	
5.520	-0.472	0.259	-0.009	
5.980	-0.360	0.228	-0.010	
6.440	-0.262	0.195	-0.010	
6.900	-0.180	0.162	-0.010	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 2 : SVB04

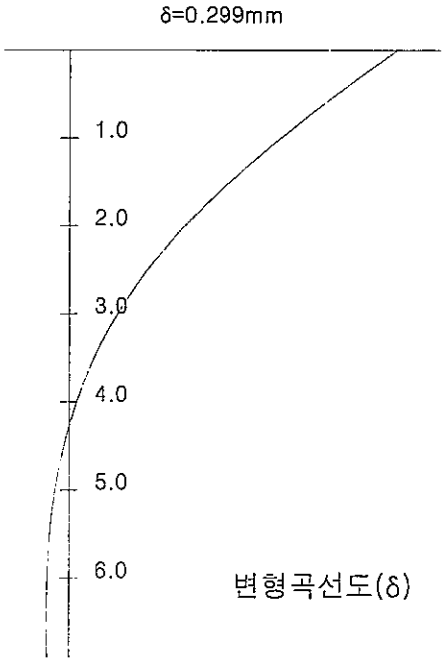
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

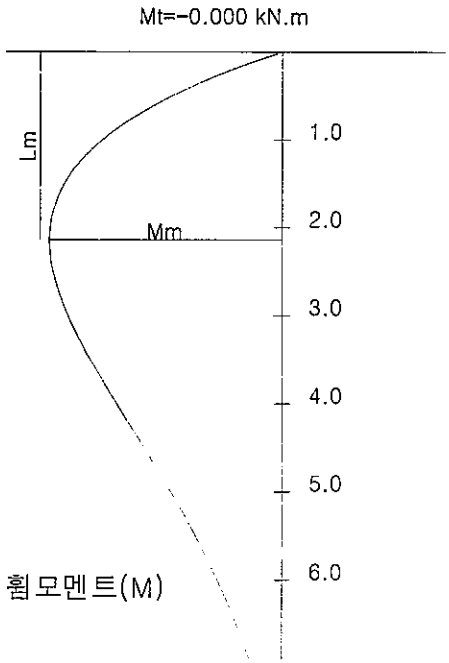
- 최대모멘트 및 깊이 : -2.576 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.299 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.299 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-2.936	0.299	
0.460	-1.135	-2.027	0.249	
0.920	-1.890	-1.281	0.201	
1.380	-2.337	-0.687	0.157	
1.840	-2.543	-0.230	0.118	
2.300	-2.567	0.106	0.085	
2.760	-2.460	0.341	0.057	
3.220	-2.266	0.493	0.035	
3.680	-2.018	0.577	0.017	
4.140	-1.743	0.609	0.003	
4.600	-1.463	0.602	-0.007	
5.060	-1.193	0.569	-0.013	
5.520	-0.943	0.517	-0.017	
5.980	-0.719	0.455	-0.019	
6.440	-0.525	0.390	-0.020	
6.900	-0.361	0.324	-0.019	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉣ COMBO 3 : SVB26

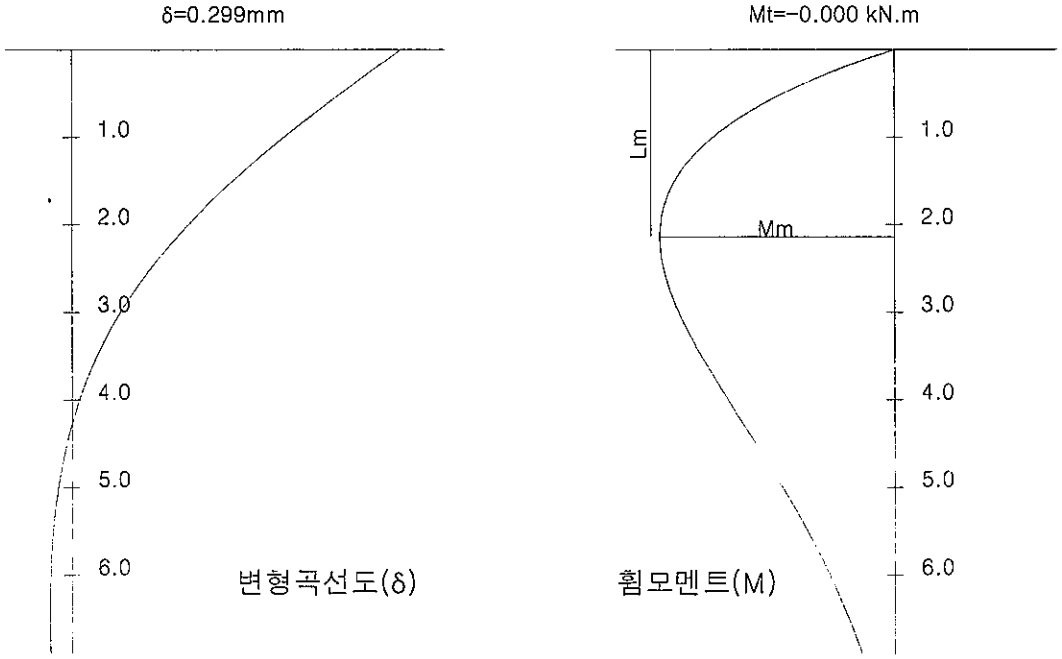
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -2.576 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.299 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.299 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-2.936	0.299	
0.460	-1.135	-2.027	0.249	
0.920	-1.890	-1.281	0.201	
1.380	-2.337	-0.687	0.157	
1.840	-2.543	-0.230	0.118	
2.300	-2.567	0.106	0.085	
2.760	-2.460	0.341	0.057	
3.220	-2.266	0.493	0.035	
3.680	-2.018	0.577	0.017	
4.140	-1.743	0.609	0.003	
4.600	-1.463	0.602	-0.007	
5.060	-1.193	0.569	-0.013	
5.520	-0.943	0.517	-0.017	
5.980	-0.719	0.455	-0.019	
6.440	-0.525	0.390	-0.020	
6.900	-0.361	0.324	-0.019	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 4 : SVB22

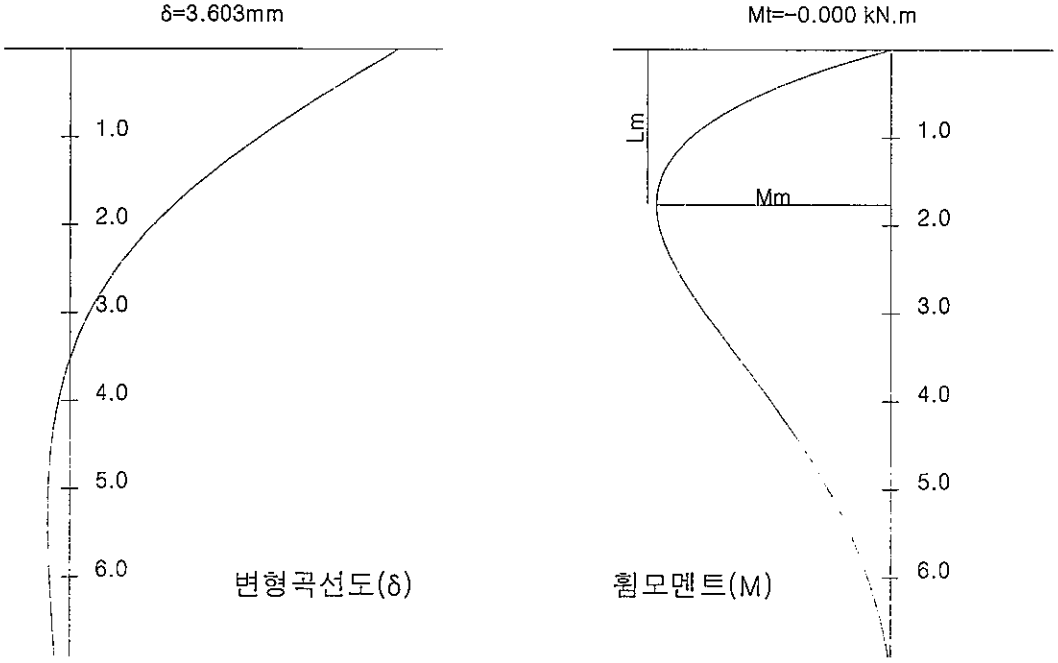
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -45.541 kN.m, 1.766 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.603 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.603 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-62.839	3.603	
0.460	-23.393	-39.736	2.875	
0.920	-37.332	-21.680	2.195	
1.380	-44.042	-8.208	1.594	
1.840	-45.492	1.299	1.086	
2.300	-43.350	7.524	0.674	
2.760	-38.969	11.145	0.355	
3.220	-33.400	12.789	0.119	
3.680	-27.421	13.008	-0.046	
4.140	-21.579	12.266	-0.153	
4.600	-16.227	10.936	-0.213	
5.060	-11.564	9.306	-0.239	
5.520	-7.678	7.588	-0.239	
5.980	-4.574	5.930	-0.223	
6.440	-2.199	4.423	-0.198	
6.900	-0.473	3.121	-0.167	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 2 : ULB04

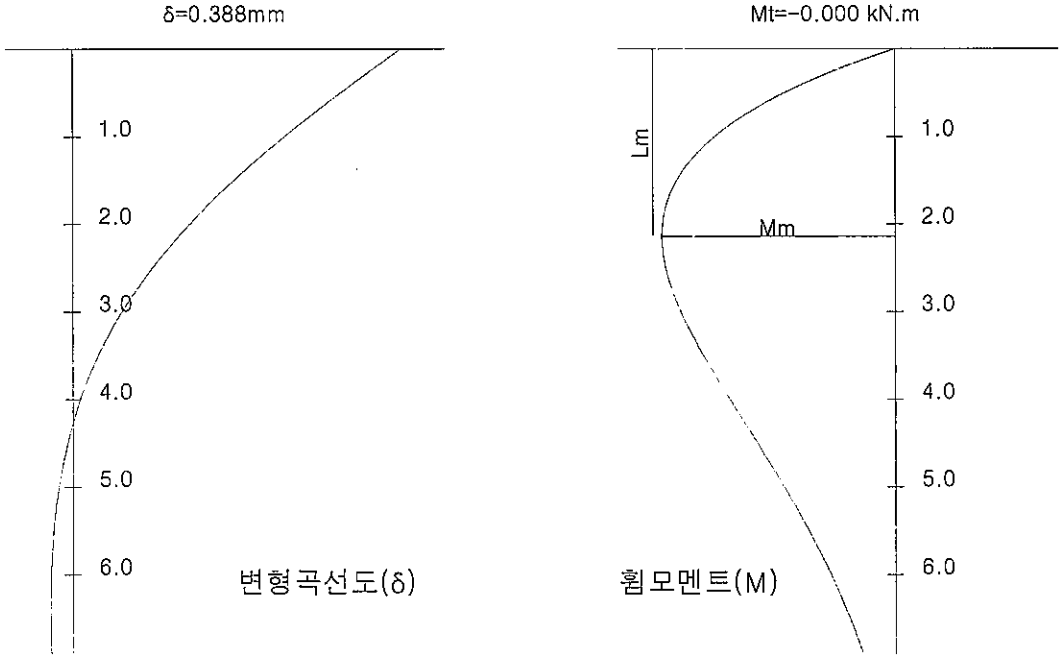
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -3.348 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.388 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.388 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-3.816	0.388	
0.460	-1.475	-2.635	0.323	
0.920	-2.456	-1.665	0.261	
1.380	-3.038	-0.893	0.204	
1.840	-3.305	-0.299	0.154	
2.300	-3.337	0.138	0.111	
2.760	-3.198	0.444	0.074	
3.220	-2.945	0.640	0.045	
3.680	-2.623	0.750	0.022	
4.140	-2.266	0.791	0.004	
4.600	-1.902	0.783	-0.009	
5.060	-1.551	0.739	-0.017	
5.520	-1.226	0.672	-0.023	
5.980	-0.935	0.592	-0.025	
6.440	-0.682	0.506	-0.026	
6.900	-0.469	0.421	-0.025	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 3 : UEB26

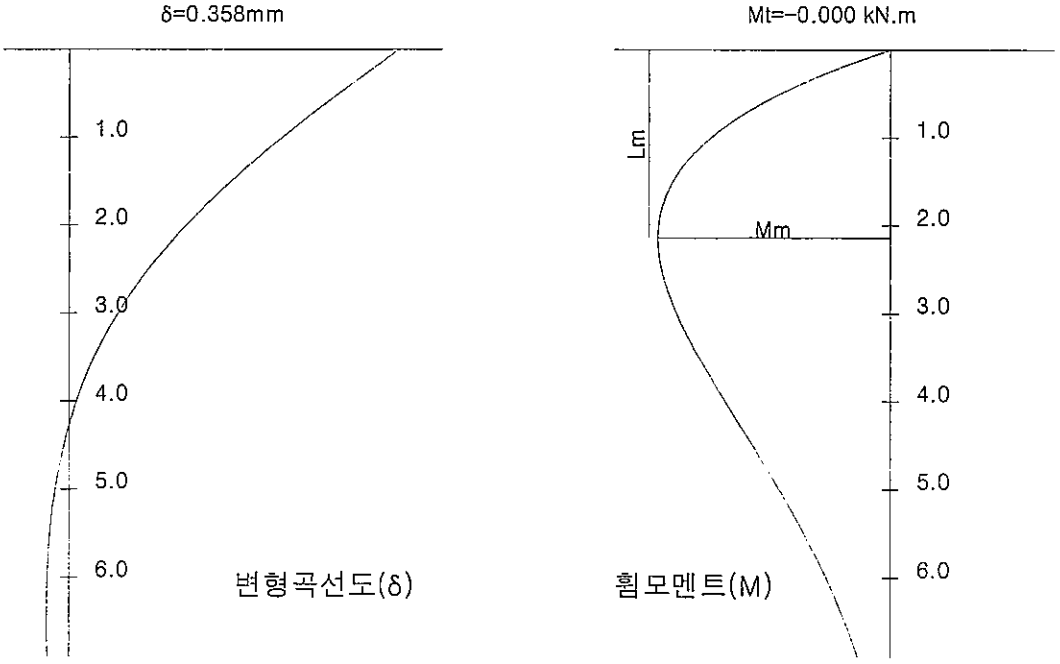
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -3.091 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.358 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.358 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-3.523	0.358	
0.460	-1.362	-2.432	0.298	
0.920	-2.267	-1.537	0.241	
1.380	-2.804	-0.824	0.189	
1.840	-3.051	-0.276	0.142	
2.300	-3.080	0.128	0.102	
2.760	-2.952	0.410	0.069	
3.220	-2.719	0.591	0.042	
3.680	-2.421	0.692	0.020	
4.140	-2.092	0.730	0.004	
4.600	-1.756	0.723	-0.008	
5.060	-1.432	0.682	-0.016	
5.520	-1.132	0.621	-0.021	
5.980	-0.863	0.547	-0.023	
6.440	-0.630	0.467	-0.024	
6.900	-0.433	0.388	-0.023	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉡ COMBO 4 : ULB22

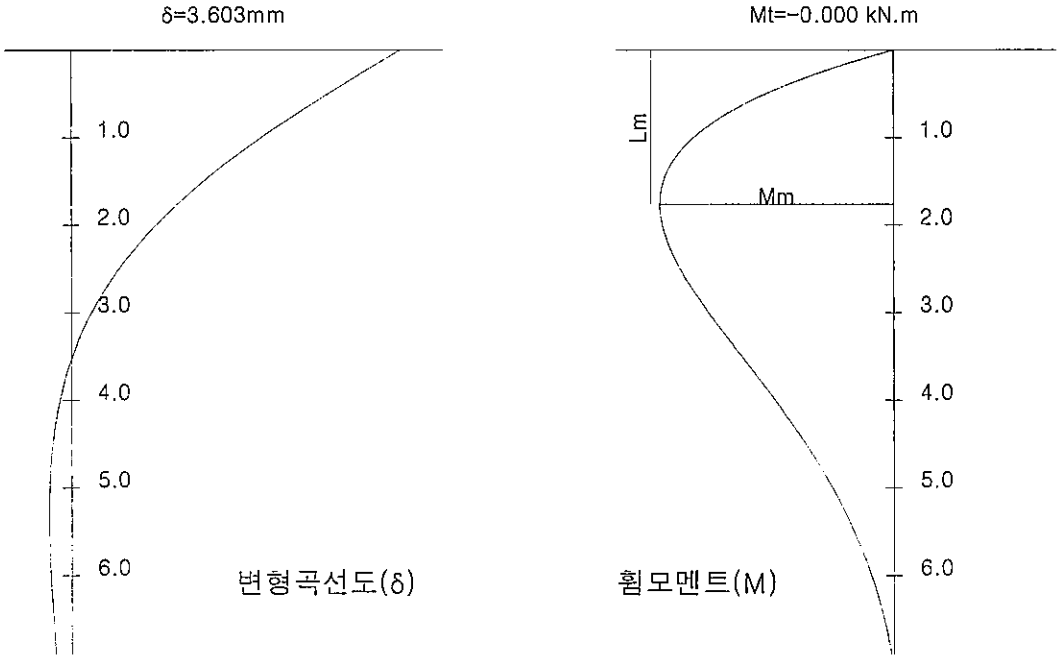
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -45.541 kN.m, 1.766 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.603 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.603 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-62.839	3.603	
0.460	-23.393	-39.736	2.875	
0.920	-37.332	-21.680	2.195	
1.380	-44.042	-8.208	1.594	
1.840	-45.492	1.299	1.086	
2.300	-43.350	7.524	0.674	
2.760	-38.969	11.145	0.355	
3.220	-33.400	12.789	0.119	
3.680	-27.421	13.008	-0.046	
4.140	-21.579	12.266	-0.153	
4.600	-16.227	10.936	-0.213	
5.060	-11.564	9.306	-0.239	
5.520	-7.678	7.588	-0.239	
5.980	-4.574	5.930	-0.223	
6.440	-2.199	4.423	-0.198	
6.900	-0.473	3.121	-0.167	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



5) 말뚝의 안정성 검토

① 말뚝의 허용지지력 검토

가) 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 마찰지지 말뚝

Ra = r/n x (Ru - Ws) + Ws - W

Ra1 = 1394.000 kN (평상시) : 『별첨자료』 참조

Ra2 = 2091.000 kN (지진시) : 『별첨자료』 참조

말뚝의 주면장 U = π x 0.500 = 1.571 ㎡

U	N-치	토질분류	토층심도	f(kN/m²)	주면마찰력(U*f*L)
1.571	10.000	사질토	4.500	20.000	141.383
1.571	50.000	사질토	2.400	100.000	376.935
계	-	-	-	-	518.319

N≤2 의 지반에는 주면 마찰력을 고려하지 않는다.

나) 말뚝의 허용 수평변위 검토

평상시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 0.2987 mm O.K

지진시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 3.6026 mm O.K

다) 말뚝의 허용인발력

Pa = 1/n x Pu + W ; Pu : 주면마찰력(kN), W : 수중말뚝의 중량

W = π x (0.500² - 0.340²)/ 4 x (25.00-10.00) x 6.900

= 10.925 kN

Pa1 = 1/3.0 x 518.319 + 10.92! = 183.698 kN (평상시)

Pa2 = 1/2.0 x 518.319 + 10.92! = 270.085 kN (지진시)

라) 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	594.303	562.434	1394.000	183.698	O.K
	HINGE	593.463	563.274	1394.000	183.698	O.K
COMBO 2	FIX	517.120	467.783	1394.000	183.698	O.K
	HINGE	515.339	469.564	1394.000	183.698	O.K
COMBO 3	FIX	517.120	467.783	1394.000	183.698	O.K
	HINGE	515.339	469.564	1394.000	183.698	O.K
COMBO 4	FIX	1019.143	-34.241	2091.000	270.085	O.K
	HINGE	990.508	-5.606	2091.000	270.085	O.K

② 말뚝의 응력 검토

가) 말뚝의 이음과 장경비에 따른 허용응력의 감소율 검토

: 『도로교설계기준 해설(하부구조편)』 P223 참조

사용 PILE 본당 길이 : 15.00 m / 본

PILE 길이 : 7.00 m

이음개소수 : 0 개소

말뚝이음에 의한 허용응력 감소율 : 0.00%

장경비 (L/D) = 6.90/0.500 = 13.800 < 85 이므로 장경비에 따른 감소 없음.

따라서 허용응력의 총 감소율은 0.00% 적용

나) 말뚝의 휨응력 검토

허용 휨압축응력 fca = 28.000 MPa (평상시)

= 42.000 MPa (지진시)

허용 휨인장응력 fta = 0.000 MPa (평상시)

= -5.000 MPa (지진시)

f = fce ± M/Ze + V/Ae

= 4.104 ± M / 9906000.0 + V / 108500.0

구 분		V(kN)	M(kN.m)	fc	fca	ft	fta	비 고
COMBO 1	FIX	594.303	1.574	9.740	28.00	9.423	0.00	O.K
	HINGE	593.463	1.288	9.704	28.00	9.444	0.00	O.K
COMBO 2	FIX	517.120	3.339	9.207	28.00	8.533	0.00	O.K
	HINGE	515.339	2.576	9.114	28.00	8.594	0.00	O.K
COMBO 3	FIX	517.120	3.339	9.207	28.00	8.533	0.00	O.K
	HINGE	515.339	2.576	9.114	28.00	8.594	0.00	O.K
COMBO 4	FIX	1019.143	53.691	18.917	42.00	8.077	-5.00	O.K
	HINGE	990.508	45.541	17.830	42.00	8.636	-5.00	O.K

다) 말뚝의 전단응력 검토

τsa = 0.850 MPa (평상시)

= 1.250 MPa (지진시)

τ = α x Ho / Ap

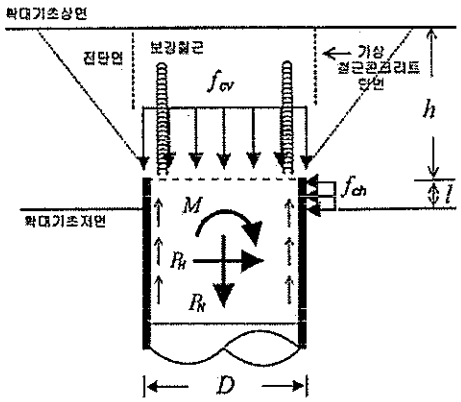
α = 4 x (D^2 + D×d + d^2) / (3 x (D^2 + d^2))

= 4 x (500.0² + 500.0×340.0 + 340.0²) / (3 x (500.0² + 340.0²))

= 1.953 : 전단형상계수

구 분		H(kN)	τ	τsa	비 고
COMBO 1	FIX	1.468	0.026	0.850	O.K
	HINGE	1.468	0.026	0.850	O.K
COMBO 2	FIX	2.936	0.053	0.850	O.K
	HINGE	2.936	0.053	0.850	O.K
COMBO 3	FIX	2.936	0.053	0.850	O.K
	HINGE	2.936	0.053	0.850	O.K
COMBO 4	FIX	62.839	1.131	1.250	O.K
	HINGE	62.839	1.131	1.250	O.K

6) 말뚝과 확대기초의 결합부 검토



① 압입력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수직지압응력

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

fck : 콘크리트의 설계기준강도(MPa)
PNmax : 상시와 지진시, 말뚝 머리에 작용하는 가장 큰 수직력(N)
D : 말뚝의 외경(mm)
fca : 상시,콘크리트의 허용지압응력 = 0.25fck (MPa), (해설표 참고)
fca' : 지진시, 콘크리트의 허용지압응력 = 1.33 × (0.25fck) (MPa)

-해설 표. 확대기초의 허용지압응력, fca(MPa)

설계기준강도 (fck,MPa)		21	24	27	30
허용지압응력 (fca,MPa)	상시 (fca)	5.25	6.00	6.75	7.50
	지진시 (fca')	6.98	7.98	8.98	9.98

* 수직지압응력(fcv) 검토 (상시)
fcv = 594302.8 / (π/4 x 500 ²)
= 3.027 MPa ≤ fca = 6.750 MPa ∴ O.K
* 수직지압응력(fcv) 검토 (지진시)
fcv = 1019143.4 / (π/4 x 500 ²)
= 5.190 MPa ≤ fca' = 8.978 MPa ∴ O.K

b. 확대기초 콘크리트의 압발전단응력

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

τa3 : 상시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) ,(해설표 참조)
τa3' : 지진시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) ,(해설표 참조)
h : 확대기초의 유효두께 (mm)

-해설 표. 확대기초의 허용수직압발전단응력, τa3(MPa)

콘크리트의 설계기준강도 fck		21	24	27	30
허용압발 전단응력	상시 (τa3)	0.85	0.90	0.95	1.00
	지진시 (τa3')	1.131	1.197	1.264	1.330

* 압발전단응력(τv) 검토 (상시)
τv = 594302.8 / {π x (500 + 2200) x 2200 }
= 0.032 MPa ≤ τa3 = 0.950 MPa ∴ O.K
* 압발전단응력(τv) 검토 (지진시)
τv = 1019143.4 / {π x (500 + 2200) x 2200 }
= 0.055 MPa ≤ τa3' = 1.264 MPa ∴ O.K

② 인발력에 대한 검토
원칙적으로 인발력에 대한 검토는 하지 않아도 된다. [도로교 설계기준 해설(하부구조편) P292]

③ 수평력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수평지압응력

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

PHmax : 상시와 지진시, 말뚝머리에 작용하는 최대 말뚝축직각방향력 (N)
l : 말뚝의 매입길이 = 100 mm

* 수평지압응력(fch) 검토 (상시)
fch = 2935.521 / (500 x 100)
= 0.059 MPa ≤ fca = 6.750 MPa ∴ O.K
* 수평지압응력(fch) 검토 (지진시)
fch = 62839.286 / (500 x 100)
= 1.257 MPa ≤ fca' = 8.978 MPa ∴ O.K

b. 확대기초 단부 말뚝에 대한 수평압발전단응력

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

h' : 수평방향의 압발전단에 저항하는 확대기초의 유효두께 (m)

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (상시)

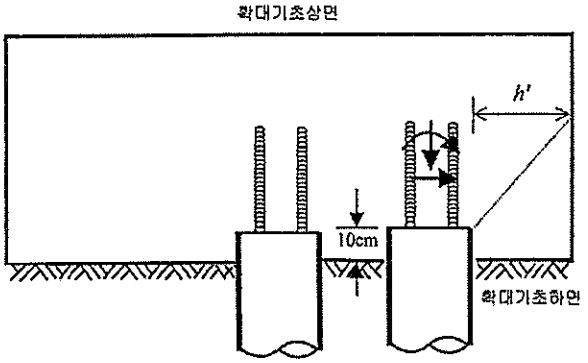
τh = 2935.521 / {400 x (200 + 500 + 800)}

= 0.005 MPa ≤ τa3 = 0.950 MPa ∴ O.K

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (지진시)

τh = 62839.286 / {400 x (200 + 500 + 800)}

= 0.105 MPa ≤ τa3' = 1.264 MPa ∴ O.K



④ 철근정착

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

fsa1 : 이형철근의 허용인장응력 (MPa) ,(해설표 참조)
Ast : 이형철근의 공칭단면적 (㎟) ,(해설표 참조)
U : 이형철근의 공칭둘레길이 (mm)
τoa : 콘크리트의 허용부착응력 (MPa) ,(해설표 참조)
d1 : 이형철근의 공칭지름 (mm)

- 해설 표. 이형철근의 허용응력, fsa1 (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, Ast(㎟)	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, τoa (MPa)

콘크리트의 설계기준강도 (fck)	21.0	24.0	27.0	30.0
이형철근과 콘크리트의 허용부착응력 (τoa)	1.4	1.6	1.7	1.8

* 철근의 정착길이
일반적으로, Lo ≥ Lomin = 35d1 로 하는 것이 좋다. Lomin = 35 x 19.1 = 668.5 mm
Lo = 150.000 x 286.500 / (1.700 x 60.000) = 421.324 (≤ 668.500)
= 668.5 (mm)
이때, 정착길이는 다음을 만족하여야 한다.
L ≥ Lo + D/2 = 668.5 + 500/2 = 918.5 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 (㎟)

A2 : 지지면적 (㎟)

* 연직지압강도

ϕVn = 0.700 x (0.85 x 27.0 x 196349.5)

= 3154355.374 N ≥ PNmax = 833814.142 N ∴ O.K

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)

bp : π × (말뚝직경 + d)

* PUNCHING 전단강도

ϕVn = 0.800 x (⅓ x √27.0 x 8325.2 x 2150)

= 24801892.507 N ≥ PNmax = 833814.142 N ∴ O.K

교각 P3(오창방향)

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 둥 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

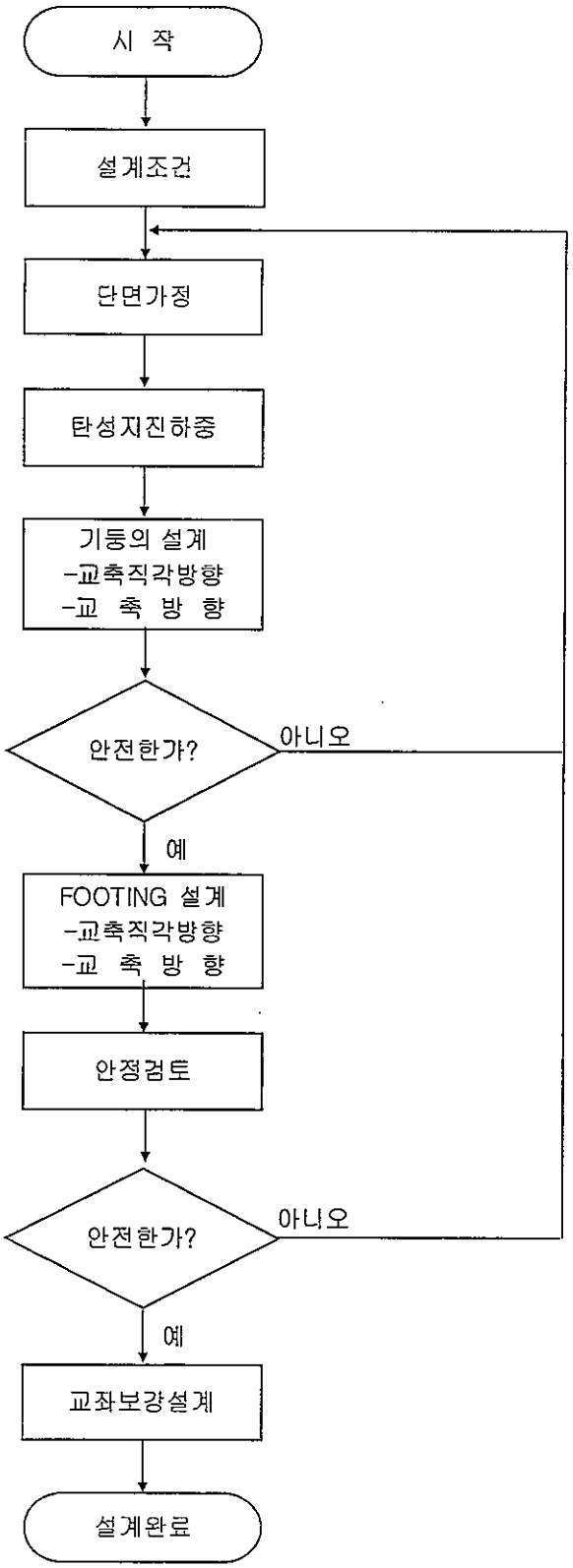
11. 기초 2방향전단(펀칭) 검토

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


시 작
설계조건
단면가정
탄성지진하중
기둥의 설계
-교축직각방향
-교 축 방 향
안전한가?
아니오
예
FOOTING 설계
-교축직각방향
-교 축 방 향
안정검토
안전한가?
아니오
예
교좌보강설계
설계완료

2. 해석결과 요약

▣ 말뚝 안정성검토 및 응력검토

구 분			허용값	발생값	비 고
교축방향	평상시	허용지지력(kN/EA)	1730.000	644.273	O.K
		허용인발력(kN/EA)	146.813	-	O.K
		휨 응력(MPa)	28.000	10.950	O.K
		전단응력(MPa)	0.850	0.176	O.K
		수평변위(mm)	15.000	0.997	O.K
	지진시	허용지지력(kN/EA)	2595.000	780.205	O.K
		허용인발력(kN/EA)	214.758	-	O.K
		휨 응력(MPa)	42.000	13.754	O.K
		전단응력(MPa)	1.250	0.606	O.K
		수평변위(mm)	15.000	1.929	O.K
교축직각 방향	평상시	허용지지력(kN/EA)	1730.000	598.678	O.K
		허용인발력(kN/EA)	146.813	-	O.K
		휨 응력(MPa)	28.000	10.991	O.K
		전단응력(MPa)	0.850	0.252	O.K
		수평변위(mm)	15.000	1.425	O.K
	지진시	허용지지력(kN/EA)	2595.000	889.602	O.K
		허용인발력(kN/EA)	214.758	-47.002	O.K
		휨 응력(MPa)	42.000	15.256	O.K
		전단응력(MPa)	1.250	0.750	O.K
		수평변위(mm)	15.000	2.388	O.K

▣ 기둥의 단면 설계

단면위치		Puse	Pu(kN)	ϕPn(kN)	안전도	비 고
교축방향	축력최대	0.014	29811.436	77736.387	2.608	O.K
	모멘트최대	0.014	26346.892	55322.663	2.100	O.K
	탄성설계	0.014	16190.905	28036.651	1.732	O.K
	편심최대	0.014	15292.427	49069.744	3.209	O.K
교축직각방향	축력최대	0.014	29811.436	77736.387	2.608	O.K
	모멘트최대	0.014	21048.176	41302.152	1.962	O.K
	탄성설계	0.014	16190.905	19309.788	1.193	O.K
	편심최대	0.014	14482.881	33868.263	2.339	O.K
합성부재력	축력최대	0.014	29811.436	77736.387	2.608	O.K
	모멘트최대	0.014	26346.892	55270.963	2.098	O.K
	탄성설계	0.014	16190.905	18210.351	1.125	O.K
	편심최대	0.014	15292.427	29831.429	1.951	O.K
	모멘트최대	0.014	21048.176	41208.015	1.958	O.K
	편심최대	0.014	14482.881	33857.847	2.338	O.K

▣ 단면 설계

단면위치		깊이 (mm)	피복 (mm)	Req.As (mm²)	Use.As (mm²)	Mu(kN.m)	ΦMn(kN.m)	안전도	비 고
두부보	좌측내민보	3250.1	100.0	34350.490	38121.600	-	-	1.110	O.K
	우측내민보	3250.1	100.0	33768.397	38121.600	-	-	1.129	O.K
	좌측내민보수	3000.0	100.0	2139.102	7826.100	2104.983	7660.698	3.639	O.K
	우측내민보수	3000.0	100.0	2075.324	7826.100	2042.343	7660.698	3.751	O.K
	교량받침1	2189.9	100.0	148.980	38121.600	103.307	25004.712	242.044	O.K
	교량받침7	2190.8	100.0	156.677	38121.600	108.688	25015.861	230.162	O.K
	교량받침2	2925.0	100.0	10203.605	38121.600	9524.196	34532.127	3.626	O.K
	교량받침8	3126.7	100.0	13190.907	38121.600	13178.367	37146.695	2.819	O.K
	교량받침10	2868.2	100.0	15003.327	38121.600	13643.817	33796.828	2.477	O.K
	교량받침5	2636.9	100.0	11264.899	38121.600	9399.467	30797.601	3.277	O.K
	교량받침11	1738.7	100.0	559.432	38121.600	301.877	19156.701	63.459	O.K
	교량받침6	1706.0	100.0	145.196	38121.600	76.795	18733.018	243.935	O.K
기초	교축방향	2300.0	150.0	28006.080	56388.200	20208.357	40149.192	1.987	O.K
	교직-지점부	2300.0	150.0	29725.235	45610.400	21431.642	32640.762	1.523	O.K

▣ 사용성 검토

단면위치		인장응력(fs)	허용응력(fsa)	철근간격(S)	최대간격(Sq)	비 고
두부보	좌측내민보	159.619	180.000	125.000	283.362	O.K
	우측내민보	165.882	180.000	125.000	264.735	O.K
	좌측내민보수평	96.018	180.000	147.733	610.159	O.K
	우측내민보수평	93.161	180.000	147.733	635.314	O.K
	교량받침1	1.117	180.000	125.000	56412.342	O.K
	교량받침7	2.156	180.000	125.000	29218.724	O.K
	교량받침2	61.396	180.000	125.000	1026.122	O.K
	교량받침8	82.328	180.000	125.000	746.542	O.K
	교량받침10	101.533	180.000	125.000	565.611	O.K
	교량받침5	77.082	180.000	125.000	811.642	O.K
	교량받침11	8.126	180.000	125.000	7753.289	O.K
	교량받침6	3.304	180.000	125.000	19065.486	O.K
기초	교축방향	136.622	180.000	123.944	241.407	O.K
	교직-지점부	154.476	180.000	123.944	171.037	O.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	:	γc =	25 kN/m³		[도로교 설계기준 2.1.2]
2) 기초지반의 단위중량	:	$\gamma s2$ =	20 kN/m³		[도로교설계요령 제2권 P366]
3) 교량받침 마찰계수	:	fs =	0.15		

3.3 지 반 조 건

1) 기초지반의 N치	:	N =	10		
2) 기초지반의 내부마찰각	:	$\phi 2$ =	27.247 °	;	$15 + \sqrt{15N}$
3) 기초지반의 점착력	:	C =	0 kN/m²		
4) 기초지반의 마찰계수	:	μ =	0.328	;	TAN(⅔ · Φ2) : 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	:	fck =	두부보:	27 MPa	
			기둥:	27 MPa	
			기초:	27 MPa	
- 탄성계수	:	Ec =	두부보:	27804 MPa	
			기둥:	27804 MPa	
			기초:	27804 MPa	
					[도로교 설계기준 2.3.3]
2) 철근의 항복 강도(SD400)	:	fy =	두부보:	400 MPa	
			기둥:	400 MPa	
			기초:	400 MPa	
- 탄성계수	:	Es =	200000 MPa		[도로교 설계기준 2.3.3]

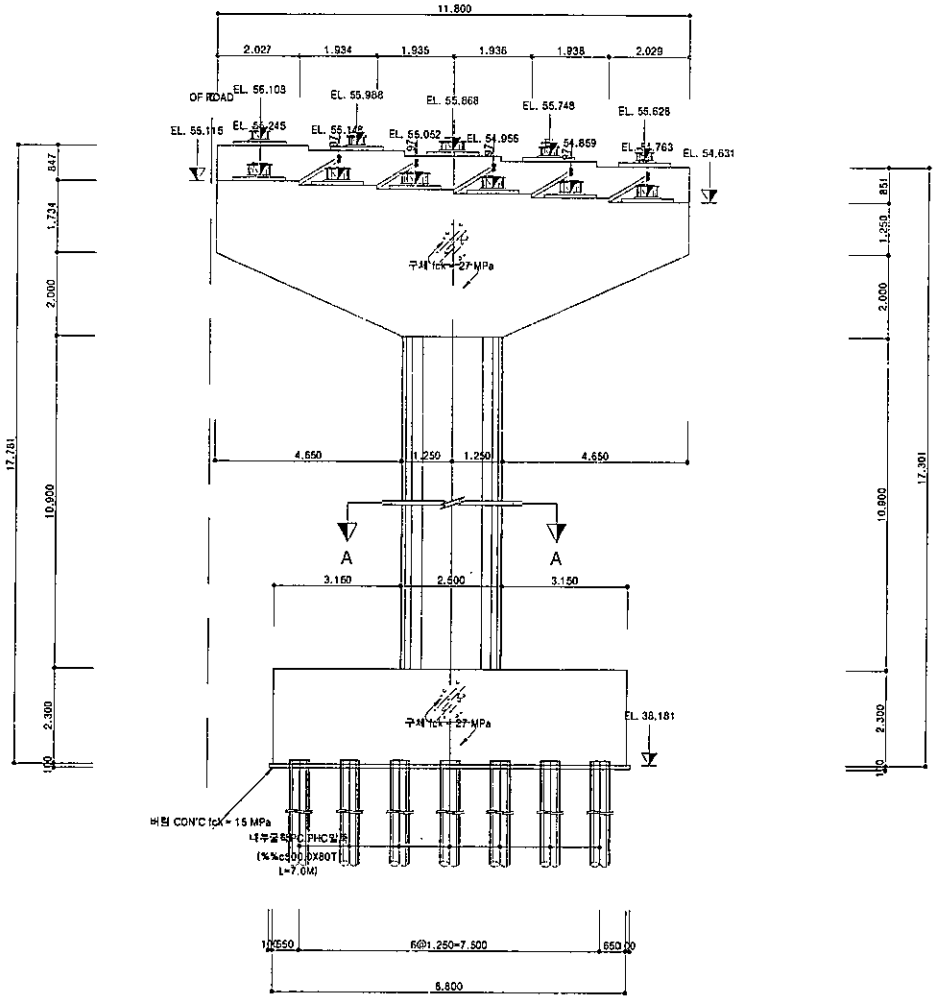
3.5 설 계 방 법

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


11,800
2,027
1,934
1,935
1,936
1,935
2,029
OF ROAD
EL. 56.108
EL. 55.988
EL. 55.868
EL. 55.748
EL. 55.628
EL. 55.115
EL. 55.245
EL. 55.125
EL. 55.052
EL. 54.955
EL. 54.859
EL. 54.763
EL. 54.631
구체 fck = 27 MPa
4,650
1,250
1,250
4,650
A
A
3,150
2,500
3,150
EL. 38.181
17,781
847
1,734
2,000
10,900
2,300
100
851
1,250
2,000
10,900
2,300
100
17,301
버팀 CON'C fck = 15 MPa
L=7.0M)
6@1,250=7,500
8,800

5. 하 중 계 산

5.1 상부반력 및 교각자중

교좌번호	고정하중(D)	활하중(L)		
		만재하시(L1)	좌측편재하(L2)	우측편재하(L3)
1	1202.568	429.996	501.418	62.123
2	1302.347	421.554	442.849	143.814
3	1318.826	421.370	364.090	258.195
4	1345.193	406.447	242.088	369.618
5	1384.528	375.292	129.108	428.980
6	1387.031	348.437	55.736	464.815
7	804.640	422.937	230.999	188.588
8	878.189	411.793	288.164	262.731
9	901.718	366.916	301.257	302.475
10	933.744	283.857	251.423	277.785
11	980.899	187.336	172.052	212.197
계	12439.683	4075.935	2979.184	2971.321

※ 교각자중은 25.000 kN/m³ 의 값을 프로그램에서 자동재하

5.2 풍 하 중

1) 교축직각방향 (W-TR)

① 상부구조에 작용하는 풍하중

B/D = 15.975 / 4.140 = 3.859 [1≤ B/D< 8]

W1 = [4.0 - 0.2 x (15.975 / 4.140)] x 4.140 = 13.4 kN/m ≥ 6.0 이므로

= 13.365 kN/m

P1 = 13.365 x (50.068 + 40.063) / 2 x sin90.0

= 602.299 kN

작용위치 h = 4.140/2 + 0.400 + 1.250/2 = 3.095 m

작용모멘트 My = Ph x h = 602.299 x 3.095 = 1864.15 kN.m

② 하부구조에 작용하는 풍하중

W'copping = 3.000 x 3.250 x 3.000 = 29.251 kN

W'column = 1.500 x 2.500 = 3.75 kN/m (풍상측)

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용 한다.

2) 교축방향 (W-LO)

① 하부구조에 작용하는 풍하중

W'copping = 95.517 kN (Copping 높이에 따라 재하)

W'column = 1.500 x 2.500 = 3.75 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 x (50.068 + 40.063)/2 x sin90.0 = 67.598 kN

작용위치 h = 3.332 + 1.500 + 1.250/2 = 5.457 m

작용모멘트 My = Ph x h = 67.598 x 5.457 = 368.878 kN.m

5.4 온도하중 산정

1) 교축직각방향 (G-TR)

연평균 온도변화차 ΔT = 10℃ 적용

2) 교축방향 (G-LO)

① 교각의 종방향 변위를 유발하는 수평력

δ = α x ΔT x L 0.000010 x 25.0 x 50.1 = 0.01252 m

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

Ph = 3 x 27804000 x 1.91748 x 1EA x 0.01252 / 14.150³ x sin90.0

= 706.606 kN

② 탄성받침의 전단변형을 유발하는 수평력

탄성받침의 전단탄성계수 : ∑kh = 38344.00 kN/m

Ph = ∑kh x δ = 38344.00 x 0.01252 x sin90.0

= 479.951 kN

☞ 수평력은 ①,②중 작은값 479.951 kN를 적용한다.

③ 작용 모멘트

Mh = 479.951 x (0.400 + 1.250/2) = 491.979 kN.m

5.5 유수압 (Q1-TR)

P = 10 K v² A = 10 x 0.040 x 2.290² x 6.575

= 13.792 kN

k : 단면형상에 따른 저항계수

v : 최대유속 (m/sec)

A : 교각의 투영면적 (m²), A = 2.630 x 2.500 = 6.575 m²

H : 수심 (m)

하저면에서 0.6H 위치에 작용하는 것으로 한다.

작용위치 h = 4.987 m (기초상단으로 부터)

5.6 유목, 선박, 기타 부유물의 충돌하중 (COL-TR)

P = 0.1 W v = 0.1 x 100.000 x 2.290

= 22.900 kN

W : 유목, 선박, 기타 부유물 등 유송물의 중량 (kN)

v : 표면유속 (m/sec)

수면 상단에 작용하는 것으로 한다.

작용위치 h = 6.039 m (기초상단으로 부터)

5.7 양압력 및 부력 (Q3)

P = A H w = 4.909 x 6.039 x 10.000

= 296.443 kN

w : 유수의 단위중량 (kN/m^3)

H : HWL - 기초상단 EL, H = 46.520 - 40.481 = 6.039 m

A : 기둥의 단면적 (m^2) , A = π x 1.250^2 = 4.909 m^2

5.8 지진에 의한 하중 : 내진해석 참조

구 분			교축 방향			교축직각방향		
위치	하중경우	기둥	전단력	모멘트	변위(m)	전단력	모멘트	변위(m)
기둥상단	하중경우 1	기둥 1	1561.000	4233.000	0.02610	651.000	2840.000	0.01240
	하중경우 2	기둥 1	537.000	1491.000	0.00890	2000.000	8872.000	0.03830
기둥하단	하중경우 1	기둥 1	1649.000	21964.000	0.00000	671.000	9894.000	0.00000
	하중경우 2	기둥 1	567.000	7525.000	0.00000	2055.000	30573.000	0.00000

5.9 하중조합 : 사용하중 검토시

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	CO	Q
SVB01	1.00	1.00									1.00
SVB02	1.00		1.00								1.00
SVB03	1.00			1.00							1.00
SVB04	1.00				1.00						1.00
SVB05	1.00	1.00			0.50	1.00					1.00
SVB06	1.00		1.00		0.50	1.00					1.00
SVB07	1.00			1.00	0.50	1.00					1.00
SVB08	1.00	1.00					1.00	1.00			1.00
SVB09	1.00	1.00					-1.00	1.00			1.00
SVB10	1.00		1.00				1.00	1.00			1.00
SVB11	1.00		1.00				-1.00	1.00			1.00
SVB12	1.00			1.00			1.00	1.00			1.00
SVB13	1.00			1.00			-1.00	1.00			1.00
SVB14	1.00				1.00		1.00	1.00			1.00
SVB15	1.00				1.00		-1.00	1.00			1.00
SVB16	1.00	1.00			0.50	1.00	1.00	1.00			1.00
SVB17	1.00	1.00			0.50	1.00	-1.00	1.00			1.00
SVB18	1.00		1.00		0.50	1.00	1.00	1.00			1.00
SVB19	1.00		1.00		0.50	1.00	-1.00	1.00			1.00
SVB20	1.00			1.00	0.50	1.00	1.00	1.00			1.00
SVB21	1.00			1.00	0.50	1.00	-1.00	1.00			1.00
SVB22	1.00								1.00		1.00
SVB23	1.00	1.00								1.00	1.00
SVB24	1.00		1.00							1.00	1.00
SVB25	1.00			1.00						1.00	1.00
SVB26	1.00				1.00					1.00	1.00

D = 고정하중 또는 이에 따른 단면력

L = 활하중 또는 이에 따른 단면력

W = 풍하중 또는 이에 따른 단면력

WL = 차량활하중에 작용하는 풍하중 또는 이에 따른 단면력

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 SVO 는 교직방향을 나타냅니다.
SVB 와 SVO 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

5.10 하중조합 : 계수하중 검토시

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	CO	Q
ULB01	1.30	2.15									1.30
ULB02	1.30		2.15								1.30
ULB03	1.30			2.15							1.30
ULB04	1.30				1.30						1.30
ULB05	1.30	1.30			0.65	1.30					1.30
ULB06	1.30		1.30		0.65	1.30					1.30
ULB07	1.30			1.30	0.65	1.30					1.30
ULB08	1.30	1.30					1.30	1.30			1.30
ULB09	1.30	1.30					-1.30	1.30			1.30
ULB10	1.30		1.30				1.30	1.30			1.30
ULB11	1.30		1.30				-1.30	1.30			1.30
ULB12	1.30			1.30			1.30	1.30			1.30
ULB13	1.30			1.30			-1.30	1.30			1.30
ULB14	1.25				1.25		1.25	1.30			1.25
ULB15	1.25				1.25		-1.25	1.30			1.25
ULB16	1.25	1.25			0.63	1.25	1.25	1.30			1.25
ULB17	1.25	1.25			0.63	1.25	-1.25	1.30			1.25
ULB18	1.25		1.25		0.63	1.25	1.25	1.30			1.25
ULB19	1.25		1.25		0.63	1.25	-1.25	1.30			1.25
ULB20	1.25			1.25	0.63	1.25	1.25	1.30			1.25
ULB21	1.25			1.25	0.63	1.25	-1.25	1.30			1.25
ULB22	1.00								1.00		1.00
ULB23	1.30	1.30								1.30	1.30
ULB24	1.30		1.30							1.30	1.30
ULB25	1.30			1.30						1.30	1.30
ULB26	1.20				1.20					1.20	1.20

※ 위 테이블에 표시된 ULB는 교축방향이며, 모델링상의 ULO 는 교직방향을 나타냅니다.
ULB 와 ULO 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

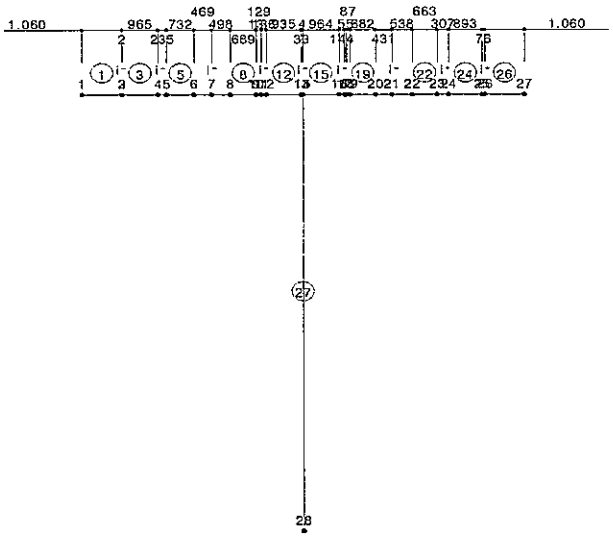
5.11 하중조합 : 계수하중 검토시 (최대편심)

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	CO	Q
UEB01	1.00	2.15									1.30
UEB02	1.00		2.15								1.30
UEB03	1.00			2.15							1.30
UEB04	1.00				1.30						1.30
UEB05	1.00	1.30			0.65	1.30					1.30
UEB06	1.00		1.30		0.65	1.30					1.30
UEB07	1.00			1.30	0.65	1.30					1.30
UEB08	1.00	1.30					1.30	1.30			1.30
UEB09	1.00	1.30					-1.30	1.30			1.30
UEB10	1.00		1.30				1.30	1.30			1.30
UEB11	1.00		1.30				-1.30	1.30			1.30
UEB12	1.00			1.30			1.30	1.30			1.30
UEB13	1.00			1.30			-1.30	1.30			1.30
UEB14	0.95				1.25		1.25	1.30			1.25
UEB15	0.95				1.25		-1.25	1.30			1.25
UEB16	0.95	1.25			0.63	1.25	1.25	1.30			1.25
UEB17	0.95	1.25			0.63	1.25	-1.25	1.30			1.25
UEB18	0.95		1.25		0.63	1.25	1.25	1.30			1.25
UEB19	0.95		1.25		0.63	1.25	-1.25	1.30			1.25
UEB20	0.95			1.25	0.63	1.25	1.25	1.30			1.25
UEB21	0.95			1.25	0.63	1.25	-1.25	1.30			1.25
UEB22	1.00								1.00		1.00
UEB23	1.00	1.30								1.30	1.30
UEB24	1.00		1.30							1.30	1.30
UEB25	1.00			1.30						1.30	1.30
UEB26	0.90				1.20					1.20	1.20

※ 위 테이블에 표시된 UEB는 교축방향이며, 모델링상의 UE0 는 교직방향을 나타냅니다.
UEB 와 UE0 는 등일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

6. 구 조 해 석

6.1 해석 모델링



6.2 절점 좌표

절점	X	Z	절점	X	Z	절점	X	Z	절점	X	Z
1	0.000	13.525	8	3.961	13.525	15	5.900	13.525	22	8.801	13.525
2	1.060	13.525	9	4.650	13.525	16	6.864	13.525	23	9.464	13.525
3	1.062	13.525	10	4.663	13.525	17	7.008	13.525	24	9.771	13.525
4	2.027	13.525	11	4.792	13.525	18	7.063	13.525	25	10.664	13.525
5	2.262	13.525	12	4.928	13.525	19	7.150	13.525	26	10.740	13.525
6	2.994	13.525	13	5.863	13.525	20	7.832	13.525	27	11.800	13.525
7	3.463	13.525	14	5.896	13.525	21	8.263	13.525	28	5.900	0.000

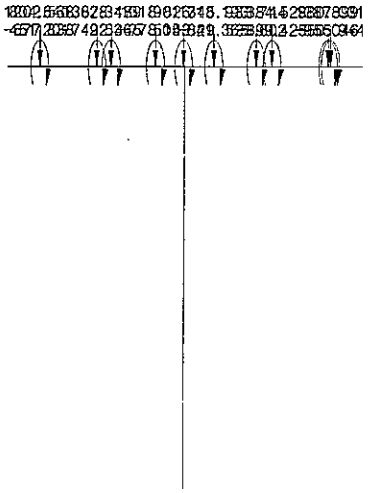
6.3 단면 제원

구 분	B(m)	H(m)	A(m^2)	I22(m^4)	I33(m^4)	적용절점
①	3.000	1.250	3.750	2.812500	0.488281	27
②	3.000	1.706	5.118	3.838500	1.241301	26
③	3.000	1.734	5.202	3.901500	1.303429	1
④	3.000	1.739	5.217	3.912750	1.314737	25
⑤	3.000	2.123	6.369	4.776750	2.392159	24
⑥	3.000	2.190	6.570	4.927500	2.625865	2, 3
⑦	3.000	2.352	7.056	5.292000	3.252760	23
⑧	3.000	2.509	7.527	5.645250	3.948590	4
⑨	3.000	2.610	7.830	5.872500	4.444895	5
⑩	3.000	2.637	7.911	5.933250	4.584272	22
⑪	3.000	2.868	8.604	6.453000	5.897629	21
⑫	3.000	2.925	8.775	6.581250	6.256301	6
⑬	3.000	3.127	9.381	7.035750	7.644052	7
⑭	3.000	3.150	9.450	7.087500	7.813969	20
⑮	3.000	3.244	9.732	7.299000	8.534588	8
16	3.000	3.444	10.332	7.749000	10.212438	14~19
17	3.000	3.540	10.620	7.965000	11.090466	9~13
18	2.500	0.000	4.909	1.917476	1.917476	기둥상단
19	2.500	0.000	4.909	1.917476	1.917476	기둥하단

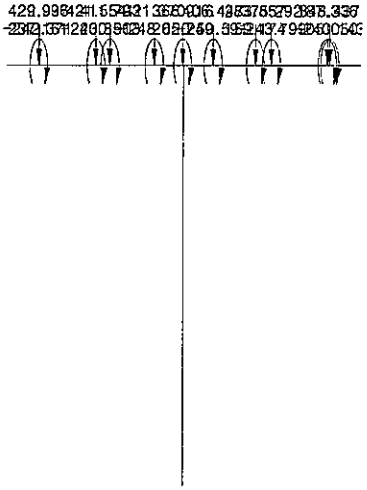
6.4 하중재하도

1) 연직하중

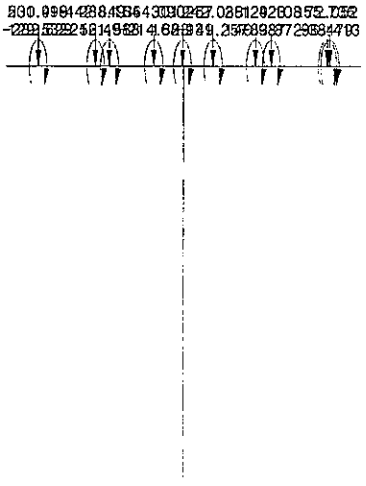
① 고정하중 (D)



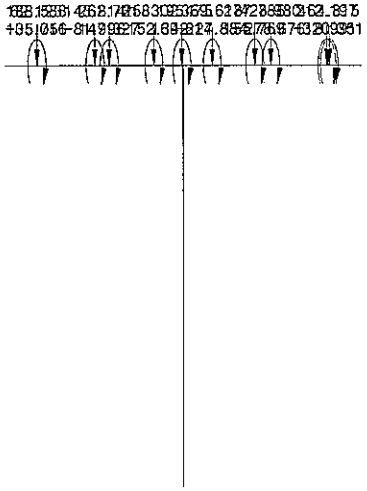
② 활하중 : 만재하시 (L1)



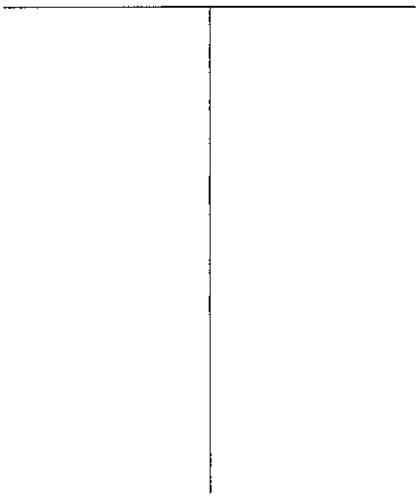
③ 활하중 : 좌측 편재하시 (L2)



④ 활하중 : 우측 편재하시 (L3)



⑤ 양압력 및 부력 (Q3)

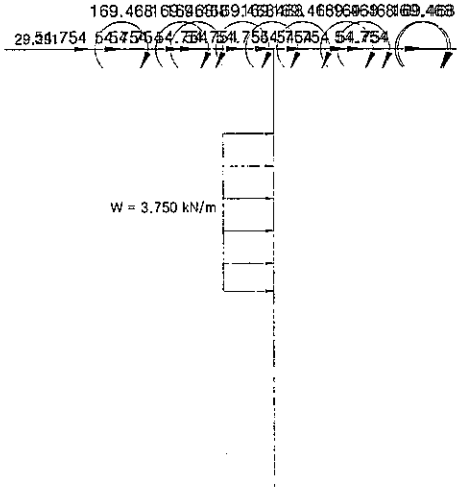


HWL : EL = 46.520 m
기초상단 : EL = 40.481 m
하저면 : EL = 43.890 m

2) 수평하중

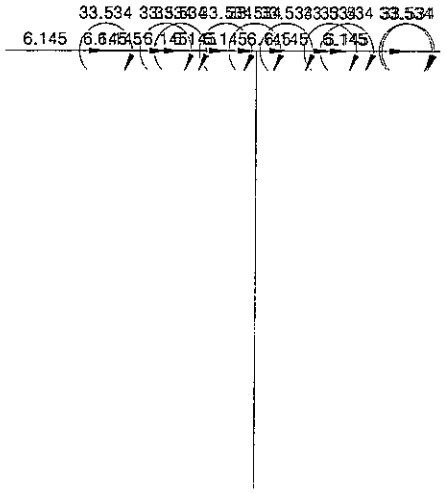
① 교축직각 방향

㉮ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-TR)



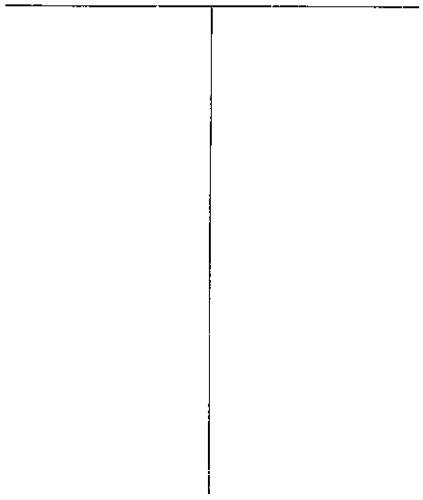
P = 602.299/11EA = 54.754 kN
M = 1864.153/11EA = 169.468 kN

㉰ 풍하중 : 활하중에 재하되는 풍하중 (WL)

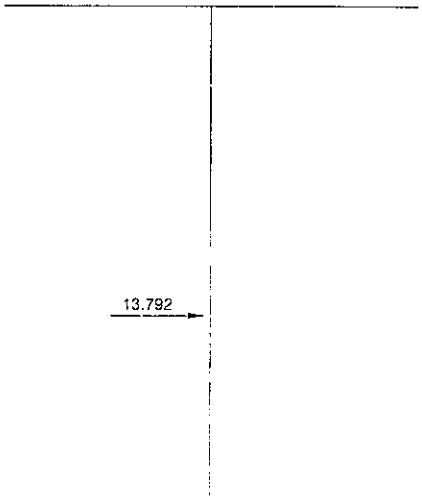


P = 67.598/11EA = 6.145 kN
M = 368.878/11EA = 33.534 kN

㉱ 온도하중 (G-TR) : 온도변화범위 ΔTx = 10℃

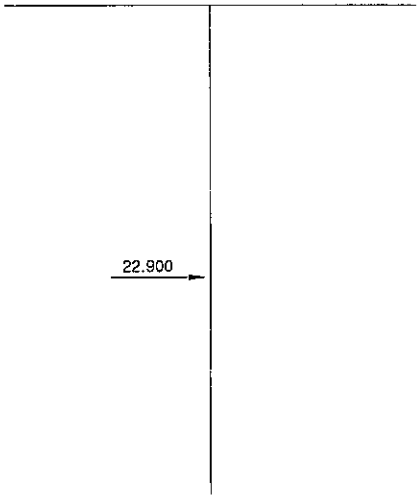


㉲ 유수압 (Q1-TR)



HWL : EL = 46.520 m
기초상단 : EL = 40.481 m
하저면 : EL = 43.890 m

㉰ 유목, 선박, 기타 부유물의 충돌하중 (COL-TR)

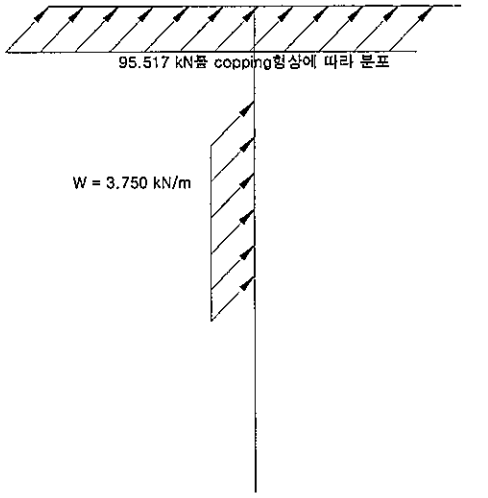


HWL : EL = 46.520 m

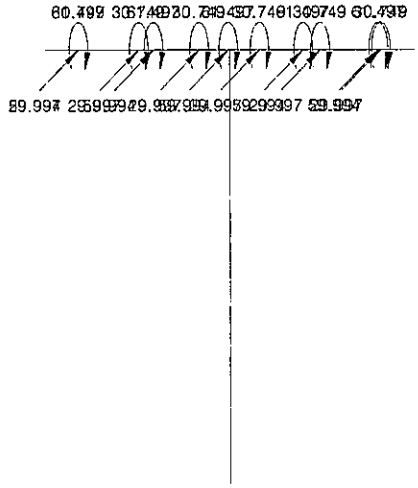
기초상단 : EL = 40.481 m

② 교축 방향

㉮ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-LO)



㉯ 은도하중 (G-L01) : P = 479.951 / 11EA = 43.632 kN M = 491.979 / 11EA = 44.725 kN.m



7. 해석결과 집계

7.1 하중별 부재력 집계

① 기둥 : 부재번호 27 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-15149.711	1474.793	0.000	-16487.348	1474.793	0.000	
L1	-4075.935	-2048.878	0.000	-4075.935	-2048.878	0.000	
L2	-2979.184	-3607.207	0.000	-2979.184	-3607.207	0.000	
L3	-2971.321	2984.380	0.000	-2971.321	2984.380	0.000	
W-TR	0.000	3522.006	-631.551	0.000	10560.317	-649.779	
WL	0.000	546.327	-67.598	0.000	1283.149	-67.598	
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-TR	0.000	8872.000	2000.000	0.000	30573.000	2055.000	
Q1-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	68.777	-13.792	
Q3	296.443	0.000	0.000	296.443	0.000	0.000	
COL-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	138.292	-22.900	

(교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-15149.711	2360.314	0.000	-16487.348	2360.314	0.000	
L1	-4075.935	527.827	0.000	-4075.935	527.827	0.000	
L2	-2979.184	323.968	0.000	-2979.184	323.968	0.000	
L3	-2971.321	398.813	0.000	-2971.321	398.813	0.000	
W-LO	0.000	-250.737	95.517	0.000	-1446.255	113.745	
WL	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
G-LO2	0.000	-1751.879	479.951	0.000	-6983.363	479.951	
E-LO	0.000	4233.000	1561.000	0.000	21964.000	1649.000	
Q3	296.443	0.000	0.000	296.443	0.000	0.000	

② 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재11, 절점11)		우측 (부재16, 절점17)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-13039.867	5149.549	-14113.762	-5532.058	
L1	-4487.527	1686.280	-3014.406	-1194.922	
L2	-3912.131	1463.430	-1384.055	-608.319	
L3	-1543.023	657.256	-3628.263	-1383.777	
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	
W-TR	677.872	0.000	-677.872	0.000	
WL	134.138	0.000	-134.138	0.000	
G-LO2	0.000	0.000	0.000	0.000	
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	
Q1-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	
Q3	0.000	0.000	0.000	0.000	
COL-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	

③ 두부보 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점3)		S3(절점6)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	-79.467	1358.549	-82.184	2163.517	-4599.564	3832.959
L1	0.000	429.996	-0.860	852.933	-1648.727	1274.487
L2	0.000	501.418	-1.003	732.417	-1416.032	1175.266
L3	0.000	62.123	-0.124	250.711	-484.498	394.525
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	169.468	0.000	338.936	0.000	508.404	0.000
WL	33.534	0.000	67.069	0.000	100.603	0.000
G-LO2	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-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Q1-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Q3	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
COL-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

구 분	S4(절점7)		S5(절점21)		S6(절점22)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	-6421.905	4817.588	-7366.791	-5229.472	-5085.983	-4184.664
L1	-2246.461	1686.280	-1514.779	-1194.922	-1024.626	-911.065
L2	-1967.232	1463.430	-620.615	-608.319	-428.605	-356.896
L3	-669.530	657.256	-1891.623	-1383.777	-1296.599	-1105.992
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	677.872	0.000	-677.872	0.000	-508.404	0.000
WL	134.138	0.000	-134.138	0.000	-100.603	0.000
G-LO2	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-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Q1-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Q3	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
COL-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

구 분	S7(절점25)		S8(절점26)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	-173.790	-2495.248	-59.073	-1504.531
L1	-26.481	-535.773	0.000	-348.437
L2	-4.236	-227.788	0.000	-55.736
L3	-35.326	-677.012	0.000	-464.815
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	-338.936	0.000	-169.468	0.000
WL	-67.069	0.000	-33.534	0.000
G-LO2	0.000	0.000	0.000	0.000
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000
E-LO	0.000	0.000	0.000	0.000
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000
Q1-TR	0.000	0.000	0.000	0.000
Q3	0.000	0.000	0.000	0.000
COL-TR	0.000	0.000	0.000	0.000

7.2 사용하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 27 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-18929.203	-574.085	0.000	-20266.840	-505.308	-13.792	
SV002	-17832.452	-2132.414	0.000	-19170.089	-2063.638	-13.792	
SV003	-17824.589	4459.173	0.000	-19162.226	4527.949	-13.792	
SV004	-14853.268	4996.799	-631.551	-16190.905	12103.887	-663.571	
SV005	-18929.203	1733.246	-383.373	-20266.840	6058.000	-406.280	
SV006	-17832.452	174.916	-383.373	-19170.089	4499.670	-406.280	
SV007	-17824.589	6766.503	-383.373	-19162.226	11091.257	-406.280	
SV008	-18929.203	-574.085	0.000	-20266.840	-505.308	-13.792	
SV009	-18929.203	-574.085	0.000	-20266.840	-505.308	-13.792	
SV010	-17832.452	-2132.414	0.000	-19170.089	-2063.638	-13.792	
SV011	-17832.452	-2132.414	0.000	-19170.089	-2063.638	-13.792	
SV012	-17824.589	4459.173	0.000	-19162.226	4527.949	-13.792	
SV013	-17824.589	4459.173	0.000	-19162.226	4527.949	-13.792	
SV014	-14853.268	4996.799	-631.551	-16190.905	12103.887	-663.571	
SV015	-14853.268	4996.799	-631.551	-16190.905	12103.887	-663.571	
SV016	-18929.203	1733.246	-383.373	-20266.840	6058.000	-406.280	
SV017	-18929.203	1733.246	-383.373	-20266.840	6058.000	-406.280	
SV018	-17832.452	174.916	-383.373	-19170.089	4499.670	-406.280	
SV019	-17832.452	174.916	-383.373	-19170.089	4499.670	-406.280	
SV020	-17824.589	6766.503	-383.373	-19162.226	11091.257	-406.280	
SV021	-17824.589	6766.503	-383.373	-19162.226	11091.257	-406.280	
SV022	-14853.268	10346.793	2000.000	-16190.905	32116.570	2041.208	
SV023	-18929.203	-574.085	0.000	-20266.840	-367.016	-36.692	
SV024	-17832.452	-2132.414	0.000	-19170.089	-1925.346	-36.692	
SV025	-17824.589	4459.173	0.000	-19162.226	4666.242	-36.692	
SV026	-14853.268	4996.799	-631.551	-16190.905	12242.179	-686.471	

2) 교축방향 (교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SVB01	-18929.203	2888.141	0.000	-20266.840	2888.141	0.000	
SVB02	-17832.452	2684.282	0.000	-19170.089	2684.282	0.000	
SVB03	-17824.589	2759.127	0.000	-19162.226	2759.127	0.000	
SVB04	-14853.268	2109.577	95.517	-16190.905	914.059	113.745	
SVB05	-18929.203	2762.773	47.758	-20266.840	2165.013	56.873	
SVB06	-17832.452	2558.914	47.758	-19170.089	1961.154	56.873	
SVB07	-17824.589	2633.759	47.758	-19162.226	2035.999	56.873	
SVB08	-18929.203	1136.262	479.951	-20266.840	-4095.222	479.951	
SVB09	-18929.203	4640.020	-479.951	-20266.840	9871.504	-479.951	
SVB10	-17832.452	932.403	479.951	-19170.089	-4299.081	479.951	
SVB11	-17832.452	4436.161	-479.951	-19170.089	9667.645	-479.951	
SVB12	-17824.589	1007.248	479.951	-19162.226	-4224.236	479.951	
SVB13	-17824.589	4511.006	-479.951	-19162.226	9742.490	-479.951	
SVB14	-14853.268	357.698	575.467	-16190.905	-6069.305	593.696	
SVB15	-14853.268	3861.456	-384.434	-16190.905	7897.422	-366.206	
SVB16	-18929.203	1010.894	527.709	-20266.840	-4818.350	536.823	
SVB17	-18929.203	4514.652	-432.193	-20266.840	9148.376	-423.078	
SVB18	-17832.452	807.035	527.709	-19170.089	-5022.209	536.823	
SVB19	-17832.452	4310.793	-432.193	-19170.089	8944.517	-423.078	
SVB20	-17824.589	881.880	527.709	-19162.226	-4947.364	536.823	
SVB21	-17824.589	4385.638	-432.193	-19162.226	9019.362	-423.078	
SVB22	-14853.268	6593.314	1561.000	-16190.905	24324.314	1649.000	
SVB23	-18929.203	2888.141	0.000	-20266.840	2888.141	0.000	
SVB24	-17832.452	2684.282	0.000	-19170.089	2684.282	0.000	
SVB25	-17824.589	2759.127	0.000	-19162.226	2759.127	0.000	
SVB26	-14853.268	2109.577	95.517	-16190.905	914.059	113.745	

3) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재11, 절점11)		우측 (부재16, 절점17)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-17527.395	6835.829	-17128.168	-6726.980	
SV002	-16951.998	6612.979	-15497.817	-6140.377	
SV003	-14582.891	5806.805	-17742.025	-6915.835	
SV004	-12361.995	5149.549	-14791.634	-5532.058	
SV005	-17054.321	6835.829	-17601.242	-6726.980	
SV006	-16478.925	6612.979	-15970.891	-6140.377	
SV007	-14109.817	5806.805	-18215.099	-6915.835	
SV008	-17527.395	6835.829	-17128.168	-6726.980	
SV009	-17527.395	6835.829	-17128.168	-6726.980	
SV010	-16951.998	6612.979	-15497.817	-6140.377	
SV011	-16951.998	6612.979	-15497.817	-6140.377	
SV012	-14582.891	5806.805	-17742.025	-6915.835	
SV013	-14582.891	5806.805	-17742.025	-6915.835	
SV014	-12361.995	5149.549	-14791.634	-5532.058	
SV015	-12361.995	5149.549	-14791.634	-5532.058	
SV016	-17054.321	6835.829	-17601.242	-6726.980	
SV017	-17054.321	6835.829	-17601.242	-6726.980	
SV018	-16478.925	6612.979	-15970.891	-6140.377	
SV019	-16478.925	6612.979	-15970.891	-6140.377	
SV020	-14109.817	5806.805	-18215.099	-6915.835	
SV021	-14109.817	5806.805	-18215.099	-6915.835	
SV022	-13039.867	5149.549	-14113.762	-5532.058	
SV023	-17527.395	6835.829	-17128.168	-6726.980	
SV024	-16951.998	6612.979	-15497.817	-6140.377	
SV025	-14582.891	5806.805	-17742.025	-6915.835	
SV026	-12361.995	5149.549	-14791.634	-5532.058	

② 두부보 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점3)		S3(절점6)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	-79.467	1788.545	-83.044	3016.450	-6248.291	5107.446
SV002	-79.467	1859.967	-83.187	2895.934	-6015.597	5008.225
SV003	-79.467	1420.672	-82.308	2414.229	-5084.062	4227.485
SV004	90.001	1358.549	256.752	2163.518	-4260.628	3832.960
SV005	-79.467	1788.545	153.493	3016.451	-6011.754	5107.447
SV006	-79.467	1859.967	153.350	2895.934	-5779.060	5008.225
SV007	-79.467	1420.672	154.229	2414.229	-4847.525	4227.485
SV008	-79.467	1788.545	-83.044	3016.450	-6248.291	5107.446
SV009	-79.467	1788.545	-83.044	3016.450	-6248.291	5107.446
SV010	-79.467	1859.967	-83.187	2895.934	-6015.597	5008.225
SV011	-79.467	1859.967	-83.187	2895.934	-6015.597	5008.225
SV012	-79.467	1420.672	-82.308	2414.229	-5084.062	4227.485
SV013	-79.467	1420.672	-82.308	2414.229	-5084.062	4227.485
SV014	90.001	1358.549	256.752	2163.518	-4260.628	3832.960
SV015	90.001	1358.549	256.752	2163.518	-4260.628	3832.960
SV016	-79.467	1788.545	153.493	3016.451	-6011.754	5107.447
SV017	-79.467	1788.545	153.493	3016.451	-6011.754	5107.447
SV018	-79.467	1859.967	153.350	2895.934	-5779.060	5008.225
SV019	-79.467	1859.967	153.350	2895.934	-5779.060	5008.225
SV020	-79.467	1420.672	154.229	2414.229	-4847.525	4227.485
SV021	-79.467	1420.672	154.229	2414.229	-4847.525	4227.485
SV022	-79.467	1358.549	-82.184	2163.517	-4599.564	3832.959
SV023	-79.467	1788.545	-83.044	3016.450	-6248.291	5107.446
SV024	-79.467	1859.967	-83.187	2895.934	-6015.597	5008.225
SV025	-79.467	1420.672	-82.308	2414.229	-5084.062	4227.485
SV026	90.001	1358.549	256.752	2163.518	-4260.628	3832.960

구 분	S4(절점7)		S5(절점21)		S6(절점22)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	-8668.366	6503.868	-8881.570	-6424.394	-6110.609	-5095.729
SV002	-8389.137	6281.018	-7987.406	-5837.791	-5514.588	-4541.560
SV003	-7091.435	5474.844	-9258.414	-6613.249	-6382.582	-5290.656
SV004	-5913.501	4817.588	-8044.663	-5229.472	-5594.387	-4184.664
SV005	-8313.560	6503.868	-9354.644	-6424.394	-6465.415	-5095.729
SV006	-8034.332	6281.018	-8460.479	-5837.791	-5869.393	-4541.560
SV007	-6736.630	5474.844	-9731.487	-6613.249	-6737.388	-5290.656
SV008	-8668.366	6503.868	-8881.570	-6424.394	-6110.609	-5095.729
SV009	-8668.366	6503.868	-8881.570	-6424.394	-6110.609	-5095.729
SV010	-8389.137	6281.018	-7987.406	-5837.791	-5514.588	-4541.560
SV011	-8389.137	6281.018	-7987.406	-5837.791	-5514.588	-4541.560
SV012	-7091.435	5474.844	-9258.414	-6613.249	-6382.582	-5290.656
SV013	-7091.435	5474.844	-9258.414	-6613.249	-6382.582	-5290.656
SV014	-5913.501	4817.588	-8044.663	-5229.472	-5594.387	-4184.664
SV015	-5913.501	4817.588	-8044.663	-5229.472	-5594.387	-4184.664
SV016	-8313.560	6503.868	-9354.644	-6424.394	-6465.415	-5095.729
SV017	-8313.560	6503.868	-9354.644	-6424.394	-6465.415	-5095.729
SV018	-8034.332	6281.018	-8460.479	-5837.791	-5869.393	-4541.560
SV019	-8034.332	6281.018	-8460.479	-5837.791	-5869.393	-4541.560
SV020	-6736.630	5474.844	-9731.487	-6613.249	-6737.388	-5290.656
SV021	-6736.630	5474.844	-9731.487	-6613.249	-6737.388	-5290.656
SV022	-6421.905	4817.588	-7366.791	-5229.472	-5085.983	-4184.664
SV023	-8668.366	6503.868	-8881.570	-6424.394	-6110.609	-5095.729
SV024	-8389.137	6281.018	-7987.406	-5837.791	-5514.588	-4541.560
SV025	-7091.435	5474.844	-9258.414	-6613.249	-6382.582	-5290.656
SV026	-5913.501	4817.588	-8044.663	-5229.472	-5594.387	-4184.664

구 분	S7(절점25)		S8(절점26)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	-200.271	-3031.021	-59.073	-1852.968
SV002	-178.025	-2723.036	-59.073	-1560.267
SV003	-209.115	-3172.260	-59.073	-1969.346
SV004	-512.726	-2495.248	-228.541	-1504.531
SV005	-436.808	-3031.021	-177.342	-1852.968
SV006	-414.562	-2723.036	-177.342	-1560.267
SV007	-445.652	-3172.260	-177.342	-1969.346
SV008	-200.271	-3031.021	-59.073	-1852.968
SV009	-200.271	-3031.021	-59.073	-1852.968
SV010	-178.025	-2723.036	-59.073	-1560.267
SV011	-178.025	-2723.036	-59.073	-1560.267
SV012	-209.115	-3172.260	-59.073	-1969.346
SV013	-209.115	-3172.260	-59.073	-1969.346
SV014	-512.726	-2495.248	-228.541	-1504.531
SV015	-512.726	-2495.248	-228.541	-1504.531
SV016	-436.808	-3031.021	-177.342	-1852.968
SV017	-436.808	-3031.021	-177.342	-1852.968
SV018	-414.562	-2723.036	-177.342	-1560.267
SV019	-414.562	-2723.036	-177.342	-1560.267
SV020	-445.652	-3172.260	-177.342	-1969.346
SV021	-445.652	-3172.260	-177.342	-1969.346
SV022	-173.790	-2495.248	-59.073	-1504.531
SV023	-200.271	-3031.021	-59.073	-1852.968
SV024	-178.025	-2723.036	-59.073	-1560.267
SV025	-209.115	-3172.260	-59.073	-1969.346
SV026	-512.726	-2495.248	-228.541	-1504.531

7.3 계수하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 27 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-28072.509	-2487.857	0.000	-29811.436	-2398.447	-17.930	
UL002	-25714.494	-5838.265	0.000	-27453.422	-5748.855	-17.930	
UL003	-25697.589	8333.647	0.000	-27436.516	8423.057	-17.930	
UL004	-19309.249	6495.839	-821.016	-21048.176	15735.053	-862.642	
UL005	-24607.964	2253.219	-498.385	-26346.892	7875.400	-528.163	
UL006	-23182.188	227.391	-498.385	-24921.115	5849.571	-528.163	
UL007	-23171.966	8796.454	-498.385	-24910.893	14418.635	-528.163	
UL008	-24607.964	-746.310	0.000	-26346.892	-656.901	-17.930	
UL009	-24607.964	-746.310	0.000	-26346.892	-656.901	-17.930	
UL010	-23182.188	-2772.139	0.000	-24921.115	-2682.729	-17.930	
UL011	-23182.188	-2772.139	0.000	-24921.115	-2682.729	-17.930	
UL012	-23171.966	5796.925	0.000	-24910.893	5886.334	-17.930	
UL013	-23171.966	5796.925	0.000	-24910.893	5886.334	-17.930	
UL014	-18566.585	6245.999	-789.438	-20238.631	15129.859	-829.464	
UL015	-18566.585	6245.999	-789.438	-20238.631	15129.859	-829.464	
UL016	-23661.504	2166.557	-479.217	-25333.550	7572.500	-507.850	
UL017	-23661.504	2166.557	-479.217	-25333.550	7572.500	-507.850	
UL018	-22290.565	218.645	-479.217	-23962.611	5624.588	-507.850	
UL019	-22290.565	218.645	-479.217	-23962.611	5624.588	-507.850	
UL020	-22280.736	8458.129	-479.217	-23952.782	13864.072	-507.850	
UL021	-22280.736	8458.129	-479.217	-23952.782	13864.072	-507.850	
UL022	-14853.268	10346.793	2000.000	-16190.905	32116.570	2041.208	
UL023	-24607.964	-746.310	0.000	-26346.892	-477.121	-47.700	
UL024	-23182.188	-2772.139	0.000	-24921.115	-2502.949	-47.700	
UL025	-23171.966	5796.925	0.000	-24910.893	6066.114	-47.700	
UL026	-17823.922	5996.159	-757.861	-19429.086	14690.615	-823.765	

2) 교축직각방향(편심최대)

① 기둥 : 부재번호 27 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UE001	-23527.596	-2930.295	0.000	-24865.232	-2840.885	-17.930	
UE002	-21169.581	-6280.703	0.000	-22507.217	-6191.293	-17.930	
UE003	-21152.675	7891.209	0.000	-22490.312	7980.619	-17.930	
UE004	-14764.335	6053.401	-821.016	-16101.972	15292.615	-862.642	
UE005	-20063.051	1810.781	-498.385	-21400.687	7432.962	-528.163	
UE006	-18637.274	-215.047	-498.385	-19974.911	5407.133	-528.163	
UE007	-18627.053	8354.016	-498.385	-19964.689	13976.197	-528.163	
UE008	-20063.051	-1188.748	0.000	-21400.687	-1099.339	-17.930	
UE009	-20063.051	-1188.748	0.000	-21400.687	-1099.339	-17.930	
UE010	-18637.274	-3214.577	0.000	-19974.911	-3125.167	-17.930	
UE011	-18637.274	-3214.577	0.000	-19974.911	-3125.167	-17.930	
UE012	-18627.053	5354.487	0.000	-19964.689	5443.896	-17.930	
UE013	-18627.053	5354.487	0.000	-19964.689	5443.896	-17.930	
UE014	-14021.672	5803.561	-789.438	-15292.427	14687.421	-829.464	
UE015	-14021.672	5803.561	-789.438	-15292.427	14687.421	-829.464	
UE016	-19116.591	1724.119	-479.217	-20387.345	7130.062	-507.850	
UE017	-19116.591	1724.119	-479.217	-20387.345	7130.062	-507.850	
UE018	-17745.652	-223.793	-479.217	-19016.407	5182.150	-507.850	
UE019	-17745.652	-223.793	-479.217	-19016.407	5182.150	-507.850	
UE020	-17735.823	8015.691	-479.217	-19006.578	13421.634	-507.850	
UE021	-17735.823	8015.691	-479.217	-19006.578	13421.634	-507.850	
UE022	-14853.268	4432.126	2000.000	-16190.905	11734.570	2041.208	
UE023	-20063.051	-1188.748	0.000	-21400.687	-919.559	-47.700	
UE024	-18637.274	-3214.577	0.000	-19974.911	-2945.387	-47.700	
UE025	-18627.053	5354.487	0.000	-19964.689	5623.676	-47.700	
UE026	-13279.008	5553.721	-757.861	-14482.881	14248.177	-823.765	

3) 교축방향 (교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-28072.509	4203.236	0.000	-29811.436	4203.236	0.000	
ULB02	-25714.494	3764.939	0.000	-27453.422	3764.939	0.000	
ULB03	-25697.589	3925.856	0.000	-27436.516	3925.856	0.000	
ULB04	-19309.249	2742.450	124.172	-21048.176	1188.276	147.869	
ULB05	-24607.964	3591.604	62.086	-26346.892	2814.517	73.934	
ULB06	-23182.188	3326.588	62.086	-24921.115	2549.501	73.934	
ULB07	-23171.966	3423.886	62.086	-24910.893	2646.799	73.934	
ULB08	-24607.964	1477.140	623.936	-26346.892	-5323.789	623.936	
ULB09	-24607.964	6032.026	-623.936	-26346.892	12832.955	-623.936	
ULB10	-23182.188	1212.124	623.936	-24921.115	-5588.805	623.936	
ULB11	-23182.188	5767.009	-623.936	-24921.115	12567.939	-623.936	
ULB12	-23171.966	1309.422	623.936	-24910.893	-5491.507	623.936	
ULB13	-23171.966	5864.308	-623.936	-24910.893	12665.237	-623.936	
ULB14	-18566.585	447.123	719.334	-20238.631	-7586.631	742.120	
ULB15	-18566.585	4826.821	-480.543	-20238.631	9871.777	-457.757	
ULB16	-23661.504	1263.617	659.636	-25333.550	-6022.937	671.029	
ULB17	-23661.504	5643.315	-540.241	-25333.550	11435.471	-528.848	
ULB18	-22290.565	1008.793	659.636	-23962.611	-6277.761	671.029	
ULB19	-22290.565	5388.491	-540.241	-23962.611	11180.647	-528.848	
ULB20	-22280.736	1102.349	659.636	-23952.782	-6184.205	671.029	
ULB21	-22280.736	5482.047	-540.241	-23952.782	11274.203	-528.848	
ULB22	-14853.268	6593.314	1561.000	-16190.905	24324.314	1649.000	
ULB23	-24607.964	3754.583	0.000	-26346.892	3754.583	0.000	
ULB24	-23182.188	3489.567	0.000	-24921.115	3489.567	0.000	
ULB25	-23171.966	3586.865	0.000	-24910.893	3586.865	0.000	
ULB26	-17823.922	2531.493	114.620	-19429.086	1096.870	136.494	

4) 교축방향(편심최대)

(교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UEB01	-23527.596	3495.142	0.000	-24865.232	3495.142	0.000	
UEB02	-21169.581	3056.845	0.000	-22507.217	3056.845	0.000	
UEB03	-21152.675	3217.762	0.000	-22490.312	3217.762	0.000	
UEB04	-14764.335	2034.356	124.172	-16101.972	480.182	147.869	
UEB05	-20063.051	2883.510	62.086	-21400.687	2106.423	73.934	
UEB06	-18637.274	2618.494	62.086	-19974.911	1841.406	73.934	
UEB07	-18627.053	2715.792	62.086	-19964.689	1938.705	73.934	
UEB08	-20063.051	769.046	623.936	-21400.687	-6031.883	623.936	
UEB09	-20063.051	5323.932	-623.936	-21400.687	12124.861	-623.936	
UEB10	-18637.274	504.030	623.936	-19974.911	-6296.900	623.936	
UEB11	-18637.274	5058.915	-623.936	-19974.911	11859.844	-623.936	
UEB12	-18627.053	601.328	623.936	-19964.689	-6199.601	623.936	
UEB13	-18627.053	5156.214	-623.936	-19964.689	11957.143	-623.936	
UEB14	-14021.672	-260.971	719.334	-15292.427	-8294.725	742.120	
UEB15	-14021.672	4118.726	-480.543	-15292.427	9163.683	-457.757	
UEB16	-19116.591	555.523	659.636	-20387.345	-6731.031	671.029	
UEB17	-19116.591	4935.220	-540.241	-20387.345	10727.376	-528.848	
UEB18	-17745.652	300.699	659.636	-19016.407	-6985.855	671.029	
UEB19	-17745.652	4680.397	-540.241	-19016.407	10472.553	-528.848	
UEB20	-17735.823	394.255	659.636	-19006.578	-6892.299	671.029	
UEB21	-17735.823	4773.953	-540.241	-19006.578	10566.109	-528.848	
UEB22	-14853.268	3771.314	1561.000	-16190.905	9681.647	1649.000	
UEB23	-20063.051	3046.489	0.000	-21400.687	3046.489	0.000	
UEB24	-18637.274	2781.472	0.000	-19974.911	2781.472	0.000	
UEB25	-18627.053	2878.771	0.000	-19964.689	2878.771	0.000	
UEB26	-13279.008	1823.399	114.620	-14482.881	388.776	136.494	

5) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재11, 절점11)		우측 (부재16, 절점17)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-26600.011	10319.916	-24828.864	-9760.758	
UL002	-25362.909	9840.788	-21323.609	-8499.561	
UL003	-20269.328	8107.514	-26148.656	-10166.796	
UL004	-16070.594	6694.414	-19229.124	-7191.675	
UL005	-22170.617	8886.578	-22881.614	-8745.074	
UL006	-21422.602	8596.873	-20762.158	-7982.490	
UL007	-18342.762	7548.847	-23679.628	-8990.585	
UL008	-22785.613	8886.578	-22266.619	-8745.074	
UL009	-22785.613	8886.578	-22266.619	-8745.074	
UL010	-22037.598	8596.873	-20147.162	-7982.490	
UL011	-22037.598	8596.873	-20147.162	-7982.490	
UL012	-18957.758	7548.847	-23064.632	-8990.585	
UL013	-18957.758	7548.847	-23064.632	-8990.585	
UL014	-15452.494	6436.936	-18489.542	-6915.072	
UL015	-15452.494	6436.936	-18489.542	-6915.072	
UL016	-21317.901	8544.786	-22001.552	-8408.725	
UL017	-21317.901	8544.786	-22001.552	-8408.725	
UL018	-20598.656	8266.224	-19963.613	-7675.471	
UL019	-20598.656	8266.224	-19963.613	-7675.471	
UL020	-17637.272	7258.506	-22768.873	-8644.794	
UL021	-17637.272	7258.506	-22768.873	-8644.794	
UL022	-13039.867	5149.549	-14113.762	-5532.058	
UL023	-22785.613	8886.578	-22266.619	-8745.074	
UL024	-22037.598	8596.873	-20147.162	-7982.490	
UL025	-18957.758	7548.847	-23064.632	-8990.585	
UL026	-14834.395	6179.459	-17749.961	-6638.469	

② 두부보 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점3)		S3(절점6)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	-103.307	2690.605	-108.688	4646.379	-9524.196	7722.994
UL002	-103.307	2844.162	-108.995	4387.269	-9023.903	7509.669
UL003	-103.307	1899.678	-107.106	3351.601	-7021.104	5831.076
UL004	117.002	1766.114	333.778	2812.573	-5538.817	4982.847
UL005	-103.307	2325.109	199.541	3921.386	-7815.280	6639.680
UL006	-103.307	2417.957	199.355	3764.715	-7512.778	6510.693
UL007	-103.307	1846.874	200.497	3138.497	-6301.783	5495.730
UL008	-103.307	2325.109	-107.957	3921.386	-8122.778	6639.680
UL009	-103.307	2325.109	-107.957	3921.386	-8122.778	6639.680
UL010	-103.307	2417.957	-108.143	3764.715	-7820.276	6510.693
UL011	-103.307	2417.957	-108.143	3764.715	-7820.276	6510.693
UL012	-103.307	1846.874	-107.001	3138.497	-6609.281	5495.730
UL013	-103.307	1846.874	-107.001	3138.497	-6609.281	5495.730
UL014	112.502	1698.186	320.940	2704.397	-5325.785	4791.199
UL015	112.502	1698.186	320.940	2704.397	-5325.785	4791.199
UL016	-99.333	2235.681	191.866	3770.563	-7514.692	6384.308
UL017	-99.333	2235.681	191.866	3770.563	-7514.692	6384.308
UL018	-99.333	2324.959	191.687	3619.918	-7223.825	6260.282
UL019	-99.333	2324.959	191.687	3619.918	-7223.825	6260.282
UL020	-99.333	1775.840	192.786	3017.786	-6059.407	5284.356
UL021	-99.333	1775.840	192.786	3017.786	-6059.407	5284.356
UL022	-79.467	1358.549	-82.184	2163.517	-4599.564	3832.959
UL023	-103.307	2325.109	-107.957	3921.386	-8122.778	6639.680
UL024	-103.307	2417.957	-108.143	3764.715	-7820.276	6510.693
UL025	-103.307	1846.874	-107.001	3138.497	-6609.281	5495.730
UL026	108.002	1630.259	308.102	2596.221	-5112.754	4599.551

구 분	S4(절점7)		S5(절점21)		S6(절점22)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	-13178.367	9888.366	-12833.603	-9367.396	-8814.725	-7398.854
UL002	-12578.025	9409.239	-10911.150	-8106.199	-7533.279	-6207.390
UL003	-9787.966	7675.965	-13643.817	-9773.434	-9399.467	-7817.947
UL004	-7687.551	6262.864	-10458.062	-6798.313	-7272.703	-5440.064
UL005	-10807.628	8455.028	-12161.037	-8351.712	-8405.039	-6624.448
UL006	-10444.631	8165.323	-10998.623	-7589.128	-7630.211	-5904.029
UL007	-8757.618	7117.297	-12650.934	-8597.223	-8758.604	-6877.853
UL008	-11268.875	8455.028	-11546.041	-8351.712	-7943.792	-6624.448
UL009	-11268.875	8455.028	-11546.041	-8351.712	-7943.792	-6624.448
UL010	-10905.878	8165.323	-10383.628	-7589.128	-7168.965	-5904.029
UL011	-10905.878	8165.323	-10383.628	-7589.128	-7168.965	-5904.029
UL012	-9218.865	7117.297	-12035.938	-8597.223	-8297.357	-6877.853
UL013	-9218.865	7117.297	-12035.938	-8597.223	-8297.357	-6877.853
UL014	-7391.876	6021.985	-10055.828	-6536.840	-6992.984	-5230.831
UL015	-7391.876	6021.985	-10055.828	-6536.840	-6992.984	-5230.831
UL016	-10391.950	8129.835	-11693.305	-8030.492	-8081.768	-6369.662
UL017	-10391.950	8129.835	-11693.305	-8030.492	-8081.768	-6369.662
UL018	-10042.915	7851.273	-10575.599	-7297.238	-7336.742	-5676.951
UL019	-10042.915	7851.273	-10575.599	-7297.238	-7336.742	-5676.951
UL020	-8420.787	6843.555	-12164.359	-8266.561	-8421.735	-6613.321
UL021	-8420.787	6843.555	-12164.359	-8266.561	-8421.735	-6613.321
UL022	-6421.905	4817.588	-7366.791	-5229.472	-5085.983	-4184.664
UL023	-11268.875	8455.028	-11546.041	-8351.712	-7943.792	-6624.448
UL024	-10905.878	8165.323	-10383.628	-7589.128	-7168.965	-5904.029
UL025	-9218.865	7117.297	-12035.938	-8597.223	-8297.357	-6877.853
UL026	-7096.201	5781.106	-9653.595	-6275.366	-6713.265	-5021.597

구 분	S7(절점25)		S8(절점26)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	-282.861	-4395.735	-76.795	-2705.030
UL002	-235.034	-3733.567	-76.795	-2075.723
UL003	-301.877	-4699.399	-76.795	-2955.243
UL004	-666.543	-3243.823	-297.104	-1955.890
UL005	-567.850	-3940.328	-230.544	-2408.858
UL006	-538.931	-3539.947	-230.544	-2028.347
UL007	-579.348	-4123.938	-230.544	-2560.150
UL008	-260.352	-3940.328	-76.795	-2408.858
UL009	-260.352	-3940.328	-76.795	-2408.858
UL010	-231.433	-3539.947	-76.795	-2028.347
UL011	-231.433	-3539.947	-76.795	-2028.347
UL012	-271.850	-4123.938	-76.795	-2560.150
UL013	-271.850	-4123.938	-76.795	-2560.150
UL014	-640.907	-3119.060	-285.677	-1880.664
UL015	-640.907	-3119.060	-285.677	-1880.664
UL016	-546.009	-3788.777	-221.677	-2316.210
UL017	-546.009	-3788.777	-221.677	-2316.210
UL018	-518.203	-3403.795	-221.677	-1950.334
UL019	-518.203	-3403.795	-221.677	-1950.334
UL020	-557.065	-3965.325	-221.677	-2461.682
UL021	-557.065	-3965.325	-221.677	-2461.682
UL022	-173.790	-2495.248	-59.073	-1504.531
UL023	-260.352	-3940.328	-76.795	-2408.858
UL024	-231.433	-3539.947	-76.795	-2028.347
UL025	-271.850	-4123.938	-76.795	-2560.150
UL026	-615.271	-2994.298	-274.250	-1805.437

8. 두부보 설계

8.1 내민보의 설계 : 좌측 (절점 11)

1) 내민길이의 산정

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

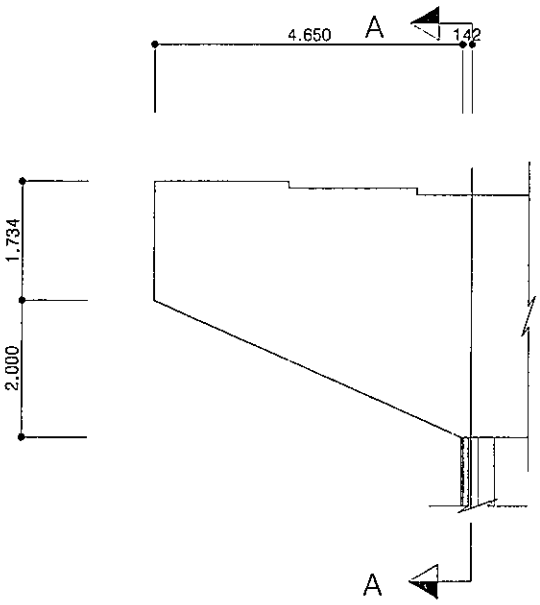
① 기둥의 단면적

$A = \pi \times 2.500^2 / 4 = 4.909\ m^2$

② 치환단면의 한변길이

$L = \sqrt{4.909} = 2.216\ m$

☞ 위험단면은 기둥끝단으로부터 0.142m(= 1.250 - 2.216/2)에 위치한다.



2) 브래킷 판정

① 위험단면에서의 작용력 : 『단면력 집계』 참조

Vu = 10319.916 kN - "ULO-01"

Mu = 26600.011 kN.m

Nu = 0.000 kN

② 브래킷 판정

a = 26600.011 / 10319.916 = 2.578 m

d = 3.250 - 0.150 = 3.100 m

a/d = 2.578 / 3.100 = 0.831 ≤ 1.0 ∴ 브래킷으로 검토

3) 브래킷 검토

* 단면제원 및 설계가정

fck=27MPa, fy=400MPa, Φ=0.80, Φf=0.80, Φv=0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	외단깊이(mm)	Vu(kN)
3000.0	3250.1	3100.1	100.0	2589.7	10319.9

a = 2577.541 mm, d = 3100.123 mm

a / d (= 0.831) ≤ 1 → Bracket으로 설계. [콘크리트 구조설계기준] 7.9.2

지압면의 외단깊이 ≥ 0.5d , 2589.691 mm ≥ 0.5 x 3100.123 mm ∴ O.K

① 설계 단면력 산정

Vu = 10319.916 kN

Nuc = 0.20 x 10319.916 = 2063.983 kN

Mu = Mu' + Nuc x (h - d)

= 26600.011 + 2063.983 x (3.250 - 3.100)

= 26909.608 kN.m

② 전단마찰철근(Avf)의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우 , [도로교 설계기준] 4.4.6.4

Vn_max ≤ 0.2 x fck x bo x d , 5.6 x bo x d

≤ 0.2 x 27 x 3000.000 x 3100.123 = 50221.996 kN

≤ 5.6 x 3000.000 x 3100.123 = 52082.070 kN

ΦVn_max = 0.80 x 50221.996 = 40177.597 kN ≥ Vu (=10319.916 kN) ∴ O.K

$$Avf = \frac{Vu}{\Phi v \times fy \times \mu}$$ (Φv=0.80, μ=1.4λ, λ=1.0 ; 일체로 친 보통 콘크리트)

= 10319916.000 / (0.80 x 400 x 1.4)

= 23035.527 mm²

③ 휨모멘트 철근(Af)의 설계

Mu = 26600.011 + 2063.983 x (3.250 - 3.100) = 26909.608 kN.m

$$a = \frac{Af \times fy}{0.85 \times fck \times B}$$

Mn = Mu / Φ = Af x fy x (d - a/2) → 위의 a를 대입하여 Af를 이차방정식으로 푼다.

$$Af = \frac{d - \sqrt{[d^2 - 4 \times Mu / (1.7 \times fck \times B \times \Phi)]}}{2 \times fy / (1.7 \times fck \times B)}$$

= 27900.543 mm²

④ 수평인장 철근(An)의 설계

Nuc = 0.20 x 10319.916 = 2063.983 kN

An = Nuc / (Φ x fy) = 6449.947 mm²

⑤ 주인장철근(As)의 산정

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

→ As = 34350.490 mm²

As(min) = 0.04 x (fck / fy) x B x d

= 0.04 x (27 / 400) x 3000.000 x 3100.123

= 25110.998 ㎟

Use As = 38121.600 ㎟ (철근도심 150.00 ㎜)

1단 : H32-12.0EA + H32-12.0EA , d1 = 100.00 ㎜

2단 : H32-12.0EA + H32-12.0EA , d2 = 200.00 ㎜

Use As ≥ 34350.490 ㎟ , 25110.998 ㎟ ∴ O.K

⑥ 폐쇄 스터럽,띠철근(Ah)의 산정

Ah = 0.5 x (As - An) = 0.5 x (34350.490 - 6449.947)

= 13950.271 ㎟

사용철근량 (1단) : H19 - 6.0 EA = 1719.000 ㎟

철근의 배치 범위 : 2/3 d = 2/3 x 3100.12 = 2066.75 ㎜구간에 13.0 단 설치

▶ 사용철근량(13.0단) : H19 - 78.00 EA = 22347.000 ㎟ ≥ 13950.271 ㎟ ∴ 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 = 2.6 < 2d(=6.300) ∴ 깊은 보로 전단설계

- a/2 = 1.289 m (< d = 3.150 m) L 위험단면 위치

- Vu = 9900.861 kN - "ULO-01

부재번호 : 7 (I단 : 절점7, J단 : 절점8) 부재길이(L) : 0.498 m

Vui = 9888.366 kN (I단), Vuj = 10043.038 kN (J단)

검토위치(Lc) = 3.503 m (두부보 좌측단에서의 거리)

Vu = Vui + (Vuj - Vui)/L x (Lc - I단 좌표)

= 9888.366 + (10043.038 - 9888.366)/0.498 x (3.503 - 3.463)

= 9900.861 kN

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3000.0	5155.1	3100.1	9900.9	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 3000.00 x 3100.12

= 32217.425 kN ≥ Vu(= 9900.861 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3000.00 x 3100.12 = 6443.485 kN

< Vu (= 9900.861 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 150.00 ㎜ ≤ d/5 또는 300 ㎜ ∴ O.K

Av = H19 - 6.0 EA (=1719.000 ㎟) ≥ 0.0025 x b x s (=1125.000 ㎟) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 150.00 ㎜ ≤ d/5 또는 300 ㎜ ∴ O.K

Avh = H19 - 6.0 EA (=1719.000 ㎟) ≥ 0.0015 x b x sh (=675.000 ㎟) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 14210.965 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (14210.965 + 8054.356)

= 17812.257 kN ≥ Vu(= 9900.861 kN) ∴ O.K

5) 수평력에 의한 검토

- 교축방향 지진시 수평력과 두부보관성력으로 교축방향 모멘트를 산정

→ 두부보자중에의한 관성력 산정 : 설계수평진도 (Kh = 0.154 x 1.000 = 0.154)

w1 = 1.734 x 4.792 x 3.000 x 25.000 x 0.154 = 95.973 kN

w2 = 2.000 x (4.792-0.142) / 2 x 3.000 x 25.000 x 0.154 = 53.708 kN

w3 = 2.000 x (4.792-4.650) x 3.000 x 25.000 x 0.154 = 3.280 kN

Vc = 95.973 + 53.708 + 3.280 = 152.960 kN

Mc = 95.973 x 2.396 + 53.708 x 1.692 + 3.280 x 0.071 = 321.057 kN.m

Vu = 181.110 + 180.050 + 155.320 + 154.110 + 152.960(Vc)

= 823.550 kN

Mu = 181.110 x 3.732 + 180.050 x 1.798 + 155.320 x 3.730 +
154.110 x 1.329 + 321.057(Mc)

= 2104.983 kN.m

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
3250.1	3000.0	2900.0	100.0	2105.0	823.6

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 7826.100 x 400.00 = 3130440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 3250.123 = 74590.327 x a

T = C 이므로, a = 41.968 mm, c = 41.968 / β1 = 41.968 / 0.85 = 49.375 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2900.00 - 49.375) / 49.375 = 0.17320

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 2139.102 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 7826.1 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 3.659]

1단 : H19 - 19.0 EA, H32 - 3.0 EA (= 7826.1 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00083

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 41.968 mm

ΦMn = 0.85 x 7826.100 x 400 x (2900.00 - a/2) = 7660.698 kN.m

≥ Mu (= 2104.983 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.639]

* 전단에 대한 검토 (d = 2900.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3250.12 x 2900.00 = 6530.079 kN

ΦVc/2 ≥ Vu (= 823.550 kN) , 전단보강 불필요.

6) 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 17527.395 x 1000000 / [38121.600 x (3100.123 - 658.998/3)]

= 159.619 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x38121.600/3000.0 + 7x38121.600/3000.0 x √[(1 + 2x3000.0x3100.1/(7x38121.600)]

= 658.998 mm

사용철근량 = 38121.6 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H32 - 24.0 EA (= 19060.8 mm²)

2단 : H32 - 24.0 EA (= 19060.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 159.62) - 2.5 x 84.00 = 283.36 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 159.62) = 394.69 mm

Sa는 작은 값인 283.36 mm 를 적용

S = 3000.00 / 24.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 283.36 mm) ∴ O.K

7) 수평력 검토에 의한 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2104.983 x 1000000 / [7826.100 x (2900.000 - 296.268/3)]

= 96.018 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x7826.100/3250.1 + 7x7826.100/3250.1 x √[(1 + 2x3250.1x2900.0/(7x7826.100)]

= 296.268 mm

사용철근량 = 7826.1 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H19 - 19.0 EA, H32 - 3.0 EA (= 7826.1 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 96.02) - 2.5 x 84.00 = 610.16 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 96.02) = 656.13 mm

Sa는 작은 값인 610.16 mm 를 적용

S = 3250.12 / 22.0 EA = 147.73 ≤ Sa (= 610.16 mm) ∴ O.K

8.2 내민보의 설계 : 우측 (절점 17)

1) 내민길이의 산정

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

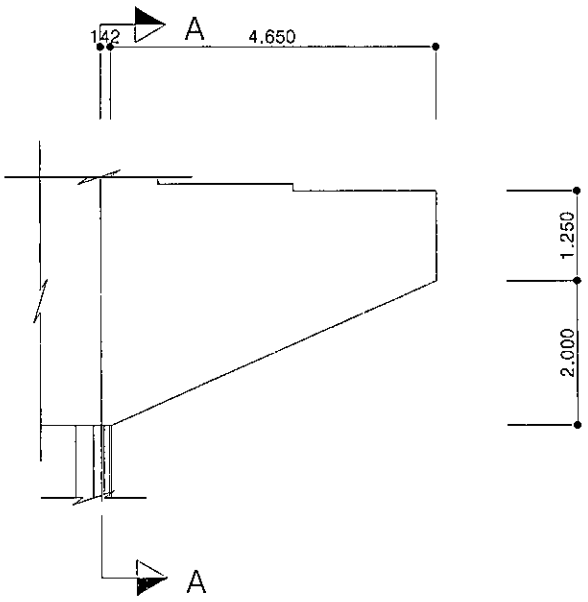
① 기둥의 단면적

$A = \pi \times 2.500^2 / 4 = 4.909\ m^2$

② 치환단면의 한변길이

$L = \sqrt{4.909} = 2.216\ m$

☞ 위험단면은 기둥끝단으로부터 0.142m(= 1.250 - 2.216/2)에 위치한다.



2) 브래킷 판정

① 위험단면에서의 작용력 : 『단면력 집계』 참조

Vu = 10166.796 kN - "ULO-03"

Mu = 26148.656 kN.m

Nu = 0.000 kN

② 브래킷 판정

a = 26148.656 / 10166.796 = 2.572 m

d = 3.250 - 0.150 = 3.100 m

a/d = 2.572 / 3.100 = 0.830 ≤ 1.0 ∴ 브래킷으로 검토

3) 브래킷 검토

* 단면제원 및 설계가정

fck=27MPa, fy=400MPa, Φ=0.80, Φf=0.80, Φv=0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	외단길이(mm)	Vu(kN)
3000.0	3250.1	3100.1	100.0	2301.8	10166.8

a = 2571.966 mm, d = 3100.123 mm

a / d (= 0.830) ≤ 1 → Bracket으로 설계. [콘크리트 구조설계기준] 7.9.2

지압면의 외단길이 ≥ 0.5d , 2301.811 mm ≥ 0.5 x 3100.123 mm ∴ O.K

① 설계 단면력 산정

Vu = 10166.796 kN

Nuc = 0.20 x 10166.796 = 2033.359 kN

Mu = Mu' + Nuc x (h - d)

= 26148.656 + 2033.359 x (3.250 - 3.100)

= 26453.660 kN.m

② 전단마찰철근(Avf)의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우 , [도로교 설계기준] 4.4.6.4

Vn_max ≤ 0.2 x fck x bo x d , 5.6 x bo x d

≤ 0.2 x 27 x 3000.000 x 3100.123 = 50221.996 kN

≤ 5.6 x 3000.000 x 3100.123 = 52082.070 kN

ΦVn_max = 0.80 x 50221.996 = 40177.597 kN ≥ Vu (=10166.796 kN) ∴ O.K

$$Avf = \frac{Vu}{\Phi v \times fy \times \mu}$$ (Φv=0.80, μ=1.4λ, λ=1.0 : 일체로 친 보통 콘크리트)

= 10166796.000 / (0.80 x 400 x 1.4)

= 22693.741 mm²

③ 휨모멘트 철근(Af)의 설계

Mu = 26148.656 + 2033.359 x (3.250 - 3.100) = 26453.660 kN.m

$$a = \frac{Af \times fy}{0.85 \times fck \times B}$$

Mn = Mu / Φ = Af x fy x (d - a/2) → 위의 a를 대입하여 Af를 이차방정식으로 푼다.

$$Af = \frac{d - \sqrt{[d^2 - 4 \times Mu / (1.7 \times fck \times B \times \Phi)]}}{2 \times fy / (1.7 \times fck \times B)}$$

= 27414.150 mm²

④ 수평인장 철근(An)의 설계

Nuc = 0.20 x 10166.796 = 2033.359 kN

An = Nuc / (Φ x fy) = 6354.248 mm²

⑤ 주인장철근(As)의 산정

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

→ As = 33768.397 mm²

As(min) = 0.04 x (fck / fy) x B x d

= 0.04 x (27 / 400) x 3000.000 x 3100.123

= 25110.998 mm²

Use As = 38121.600 mm² (철근도심 150.00 mm)

1단 : H32-12.0EA + H32-12.0EA , d1 = 100.00 mm

2단 : H32-12.0EA + H32-12.0EA , d2 = 200.00 mm

Use As ≥ 33768.397 mm² , 25110.998 mm² ∴ O.K

⑥ 폐쇄 스터럽,띠철근(Ah)의 산정

Ah = 0.5 x (As - An) = 0.5 x (33768.397 - 6354.248)

= 13707.075 mm²

사용철근량 (1단) : H19 - 6.0 EA = 1719.000 mm²

철근의 배치 범위 : 2/3 d = 2/3 x 3100.12 = 2066.75 mm구간에 13.0 단 설치

▶ 사용철근량(13.0단) : H19 - 78.00 EA = 22347.000 mm² ≥ 13707.075 mm² ∴ 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 = 2.6 < 2d(=6.300) ∴ 깊은 보로 전단설계

- a/2 = 1.286 m (< d = 3.150 m) L 위험단면 위치

- Vu = 7954.014 kN - "ULO-03

부재번호 : 21 (I단 : 절점21, J단 : 절점22) 부재길이(L) : 0.538 m

Vui = -7962.329 kN (I단), Vuj = -7817.947 kN (J단)

검토위치(Lc) = 8.294 m (두부보 좌측단에서의 거리)

Vu = Vui + (Vuj - Vui)/L x (Lc - I단 좌표)

= -7962.329 + (-7817.947 - -7962.329)/0.538 x (8.294 - 8.263)

= -7954.014 kN

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3000.0	5143.9	3100.1	7954.0	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 3000.00 x 3100.12

= 32217.425 kN ≥ Vu(= 7954.014 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3000.00 x 3100.12 = 6443.485 kN

< Vu (= 7954.014 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1125.000 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=675.000 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 14210.965 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (14210.965 + 8054.356)

= 17812.257 kN ≥ Vu(= 7954.014 kN) ∴ O.K

5) 수평력에 의한 검토

- 교축방향 지진시 수평력과 두부보관성력으로 교축방향 모멘트를 산정

→ 두부보자중에의한 관성력 산정 : 설계수평진도 (Kh = 0.154 x 1.000 = 0.154)

w1 = 1.734 x 4.792 x 3.000 x 25.000 x 0.154 = 95.973 kN

w2 = 2.000 x (4.792-0.142) / 2 x 3.000 x 25.000 x 0.154 = 53.708 kN

w3 = 2.000 x (4.792-4.650) x 3.000 x 25.000 x 0.154 = 3.280 kN

Vc = 95.973 + 53.708 + 3.280 = 152.960 kN

Mc = 95.973 x 2.396 + 53.708 x 1.692 + 3.280 x 0.071 = 321.057 kN.m

Vu = 176.750 + 176.480 + 151.990 + 151.780 + 152.960(Vc)

= 809.960 kN

Mu = 176.750 x 1.793 + 176.480 x 3.732 + 151.990 x 1.255 +
151.780 x 3.656 + 321.057(Mc)

= 2042.343 kN.m

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
3250.1	3000.0	2900.0	100.0	2042.3	810.0

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 7826.100 x 400.00 = 3130440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 3250.123 = 74590.327 x a

T = C 이므로, a = 41.968 mm, c = 41.968 / β1 = 41.968 / 0.85 = 49.375 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2900.00 - 49.375) / 49.375 = 0.17320

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 2075.324 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 7826.1 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 3.771]

1단 : H19 - 19.0 EA, H32 - 3.0 EA (= 7826.1 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00083

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 41.968 mm

ΦMn = 0.85 x 7826.100 x 400 x (2900.00 - a/2) = 7660.698 kN.m

≥ Mu (= 2042.343 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.751]

* 전단에 대한 검토 (d = 2900.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3250.12 x 2900.00 = 6530.079 kN

ΦVc/2 ≥ Vu (= 809.960 kN) , 전단보강 불필요.

6) 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 18215.099 x 1000000 / [38121.600 x (3100.123 - 658.998/3)]

= 165.882 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x38121.600/3000.0 + 7x38121.600/3000.0 x √[(1 + 2x3000.0x3100.1/(7x38121.600)]

= 658.998 mm

사용철근량 = 38121.6 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H32 - 24.0 EA (= 19060.8 mm²)

2단 : H32 - 24.0 EA (= 19060.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 165.88) - 2.5 x 84.00 = 264.74 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 165.88) = 379.79 mm

Sa는 작은 값인 264.74 mm 를 적용

S = 3000.00 / 24.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 264.74 mm) ∴ O.K

7) 수평력 검토에 의한 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2042.343 x 1000000 / [7826.100 x (2900.000 - 296.268/3)]

= 93.161 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x7826.100/3250.1 + 7x7826.100/3250.1 x √[(1 + 2x3250.1x2900.0/(7x7826.100)]

= 296.268 mm

사용철근량 = 7826.1 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H19 - 19.0 EA, H32 - 3.0 EA (= 7826.1 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 93.16) - 2.5 x 84.00 = 635.31 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 93.16) = 676.25 mm

Sa는 작은 값인 635.31 mm 를 적용

S = 3250.12 / 22.0 EA = 147.73 ≤ Sa (= 635.31 mm) ∴ O.K

8.3 교량받침 위치 검토

1) 받침위치1(교량받침1) : ULO-02(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 = 0.036 (103.31/2844.16) < 2d(=4.180) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3000.0	5155.1	2039.9	2844.2	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 3000.00 x 2039.91

= 21199.408 kN ≥ Vu(= 2844.162 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3000.00 x 2039.91 = 4239.882 kN

≥ Vu (= 2844.162 kN) , 전단보강 불필요.

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 79.467 x 1000000 / [38121.600 x (2039.914 - 519.995/3)]

= 1.117 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x38121.600/3000.0 + 7x38121.600/3000.0 x √[(1 + 2x3000.0x2039.9/(7x38121.600)]

= 519.995 mm

사용철근량 = 38121.6 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H32 - 24.0 EA (= 19060.8 mm²)

2단 : H32 - 24.0 EA (= 19060.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 1.12) - 2.5 x 84.00 = 70305.43 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 1.12) = 56412.34 mm

Sa는 작은 값인 56412.34 mm 를 적용

S = 3000.00 / 24.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 56412.34 mm) ∴ O.K

2) 받침위치2(교량받침7) : UL0-01(절점 3)

: 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 = 0.023 (108.69/4646.38) < 2d(=4.182) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3000.0	5155.1	2040.8	4646.4	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 3000.00 x 2040.77

= 21208.348 kN ≥ Vu(= 4646.379 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3000.00 x 2040.77 = 4241.670 kN

< Vu (= 4646.379 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1125.000 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=675.000 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 9354.909 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (9354.909 + 5302.087)

= 11725.597 kN ≥ Vu(= 4646.379 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 153.493 x 1000000 / [38121.600 x (2040.774 - 520.121/3)]

= 2.156 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x38121.600/3000.0 + 7x38121.600/3000.0 x √[(1 + 2x3000.0x2040.8/(7x38121.600)]

= 520.121 mm

사용철근량 = 38121.6 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H32 - 24.0 EA (= 19060.8 mm²)

2단 : H32 - 24.0 EA (= 19060.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 2.16) - 2.5 x 84.00 = 36313.40 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 2.16) = 29218.72 mm

Sa는 작은 값인 29218.72 mm 를 적용

S = 3000.00 / 24.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 29218.72 mm) ∴ O.K

3) 받침위치3(교량받침2) : UL0-01(절점 6)

: 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 = 1.233 (9524.20/7722.99) < 2d(=5.650) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3000.0	5155.1	2775.0	7723.0	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 3000.00 x 2774.98

= 28838.415 kN ≥ Vu(= 7722.994 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3000.00 x 2774.98 = 5767.683 kN

< Vu (= 7722.994 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1125.000 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=675.000 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 12720.498 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (12720.498 + 7209.604)

= 15944.082 kN ≥ Vu(= 7722.994 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 6011.754 x 1000000 / [38121.600 x (2774.978 - 619.275/3)]

= 61.396 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x38121.600/3000.0 + 7x38121.600/3000.0 x √[(1 + 2x3000.0x2775.0/(7x38121.600)]
= 619.275 mm
사용철근량 = 38121.6 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H32 - 24.0 EA (= 19060.8 mm²)
2단 : H32 - 24.0 EA (= 19060.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격
Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 61.40) - 2.5 x 84.00 = 1072.65 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 61.40) = 1026.12 mm
Sa는 작은 값인 1026.12 mm 를 적용
S = 3000.00 / 24.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1026.12 mm) ∴ O.K

4) 받침위치4(교량받침8) : ULO-01(절점 7)
: 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 = 1.333 (13178.37/9888.37) < 2d(=6.053) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3000.0	5155.1	2976.7	9888.4	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토
ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d
= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 3000.00 x 2976.70
= 30934.755 kN ≥ Vu(= 9888.366 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도
ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d
= 0.80 x 1/6 x √27 x 3000.00 x 2976.70 = 6186.951 kN
< Vu (= 9888.366 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도
ⓐ 수직 전단철근
s = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K
Av = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1125.000 mm²) ∴ O.K
ⓑ 수평 전단철근
sh = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K
Avh = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=675.000 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 13645.185 kN

* 설계 전단강도
ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (13645.185 + 7733.689)
= 17103.099 kN ≥ Vu(= 9888.366 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 8668.366 x 1000000 / [38121.600 x (2976.698 - 644.172/3)]
= 82.328 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x38121.600/3000.0 + 7x38121.600/3000.0 x √[(1 + 2x3000.0x2976.7/(7x38121.600)]
= 644.172 mm

사용철근량 = 38121.6 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H32 - 24.0 EA (= 19060.8 mm²)
2단 : H32 - 24.0 EA (= 19060.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 82.33) - 2.5 x 84.00 = 746.54 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 82.33) = 765.23 mm
Sa는 작은 값인 746.54 mm 를 적용
S = 3000.00 / 24.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 746.54 mm) ∴ O.K

5) 받침위치5(교량받침10) : ULO-03(절점 21)

: 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 = 1.396 (13643.82/9773.43) < 2d(=5.536) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3000.0	5143.9	2718.2	9773.4	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d
= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 3000.00 x 2718.25
= 28248.859 kN ≥ Vu(= 9773.434 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d
= 0.80 x 1/6 x √27 x 3000.00 x 2718.25 = 5649.772 kN
< Vu (= 9773.434 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K
Av = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1125.000 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K
Avh = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=675.000 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 12460.447 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (12460.447 + 7062.215)

= 15618.130 kN ≥ Vu(= 9773.434 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 9731.487 x 1000000 / [38121.600 x (2718.248 - 612.114/3)]

= 101.533 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x38121.600/3000.0 + 7x38121.600/3000.0 x √[(1 + 2x3000.0x2718.2/(7x38121.600)]

= 612.114 mm

사용철근량 = 38121.6 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H32 - 24.0 EA (= 19060.8 mm²)

2단 : H32 - 24.0 EA (= 19060.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 101.53) - 2.5 x 84.00 = 565.61 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 101.53) = 620.49 mm

Sa는 작은 값인 565.61 mm 를 적용

S = 3000.00 / 24.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 565.61 mm) ∴ O.K

6) 받침위치6(교량받침5) : ULO-03(절점 22)

: 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 = 1.202 (9399.47/7817.95) < 2d(=5.074) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3000.0	5143.9	2486.9	7817.9	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 3000.00 x 2486.85

= 25844.102 kN ≥ Vu(= 7817.947 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3000.00 x 2486.85 = 5168.820 kN

< Vu (= 7817.947 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1125.000 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=675.000 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 11399.720 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (11399.720 + 6461.025)

= 14288.596 kN ≥ Vu(= 7817.947 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 6737.388 x 1000000 / [38121.600 x (2486.850 - 582.112/3)]

= 77.082 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x38121.600/3000.0 + 7x38121.600/3000.0 x √[(1 + 2x3000.0x2486.8/(7x38121.600)]

= 582.112 mm

사용철근량 = 38121.6 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H32 - 24.0 EA (= 19060.8 mm²)

2단 : H32 - 24.0 EA (= 19060.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격.

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 77.08) - 2.5 x 84.00 = 811.64 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 77.08) = 817.31 mm

Sa는 작은 값인 811.64 mm 를 적용

S = 3000.00 / 24.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 811.64 mm) ∴ O.K

7) 받침위치7(교량받침11) : ULO-03(절점 25)

: 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 (301.88/4699.40) < 2d(=3.277) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3000.0	5143.9	1588.7	4699.4	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 3000.00 x 1588.73

= 16510.518 kN ≥ Vu(= 4699.399 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3000.00 x 1588.73 = 3302.104 kN

< Vu (= 4699.399 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1125.000 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=675.000 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 7282.717 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (7282.717 + 4127.630)

= 9128.277 kN ≥ Vu(= 4699.399 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 445.652 x 1000000 / [38121.600 x (1588.725 - 450.074/3)]

= 8.126 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x38121.600/3000.0 + 7x38121.600/3000.0 x √[(1 + 2x3000.0x1588.7/(7x38121.600)]

= 450.074 mm

사용철근량 = 38121.6 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H32 - 24.0 EA (= 19060.8 mm²)

2단 : H32 - 24.0 EA (= 19060.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 8.13) - 2.5 x 84.00 = 9481.61 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 8.13) = 7753.29 mm

Sa는 작은 값인 7753.29 mm 를 적용

S = 3000.00 / 24.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 7753.29 mm) ∴ O.K

8) 받침위치8(교량받침6) : UL0-03(절점 26)

: 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 = 0.026 (76.80/2955.24) < 2d(=3.212) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3000.0	5143.9	1556.0	2955.2	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 3000.00 x 1556.04

= 16170.813 kN ≥ Vu(= 2955.243 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3000.00 x 1556.04 = 3234.163 kN

≥ Vu (= 2955.243 kN) , 전단보강 불필요.

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 177.342 x 1000000 / [38121.600 x (1556.037 - 444.653/3)]

= 3.304 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x38121.600/3000.0 + 7x38121.600/3000.0 x √[(1 + 2x3000.0x1556.0/(7x38121.600)]

= 444.653 mm

사용철근량 = 38121.6 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H32 - 24.0 EA (= 19060.8 mm²)

2단 : H32 - 24.0 EA (= 19060.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 3.30) - 2.5 x 84.00 = 23621.86 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 3.30) = 19065.49 mm

Sa는 작은 값인 19065.49 mm 를 적용

S = 3000.00 / 24.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 19065.49 mm) ∴ 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	-21433.552	-29811.436	2398.447	2487.857	-17.930	-0.00406	축력최대
UL004	-21433.552	-21048.176	6495.839	15735.053	-862.642	0.02017	모멘트최대
UL022	-16487.348	-16190.905	10346.793	32116.570	2041.208	0.04077	탄성설계
UL022	-16487.348	-16190.905	4432.126	11734.570	2041.208	0.04077	소성설계
UE026	-14838.613	-14482.881	5553.721	14248.177	-823.765	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=3.0)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	0.014	0.060	O.K	77736.387	29811.436	3027.904	2.608	O.K
모멘트최대	0.005	0.014	0.060	O.K	41302.152	21048.176	16322.669	1.962	O.K
탄성설계	0.005	0.014	0.060	O.K	19309.788	16190.905	32906.322	1.193	O.K
편심최대	0.005	0.014	0.060	O.K	33868.263	14482.881	14583.600	2.339	O.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 27, UL001)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=90.000도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2385.315	29811.436	3027.904	101.569

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 29811.436 x -0.00406 / (-17.930 x 13.525)

= 0.499

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 13.525 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 14.634 / 0.625

= 49.170 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.625 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 14.634 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

$\delta s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$

$= 1 / (1 - 0.499)$

$= 1.996$

$\delta s = 1 / (1-Pu/0.75Pc) \geq 1.0$

$= 1 / (1 - 29811.436 / (0.75 \times 222860.068))$

$= 1.217$

$Pc = \pi^2 EI / (k \times Lu)^2$

$= \pi^2 \times 21325400.913 / (2.100 \times 14.634)^2$

$= 222860.068$ kN

여기서, $EI = 0.4*Ec*Ig/(1+\beta d) = 21325400.913$ kN/m²

βd = 최대계수 지속전단력 / 전체 계수전단력 = 0.000

Ec = 27804.00 MPa

Ig = 1.917476 m⁴ , k : 유효길이계수

㉣ 확대 모멘트 산정

$M1 = M1ns + \delta s \times M1s$

$= 0.000 + 1.217 \times 2398.447$

$= 2919.085$ kN.m

$M2 = M2ns + \delta s \times M2s$

$= 0.000 + 1.217 \times 2487.857$

$= 3027.904$ kN.m

㉤ 철근비 검토

Ag = 4908738.52 mm² , Ast = 69379.20 mm² , Puse = 0.01413

- 1단 : H29 - 54EA (As=34689.600 mm²), d1 = 100.000 mm
- 2단 : H29 - 54EA (As=34689.600 mm²), d2 = 129.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0141) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

$\rho min = 0.010 \times Aeff / Ag$, $Aeff = Pu / \{\Psi 0.80(0.85*fck+0.01*fy)\} = 1975313.809$ mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

㉥ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1440.000 mm, ab = k1 x cb = 1224.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2370746.926 = 54408.642 kN, ∑Csi = 10697.634 kN, ∑Tsi = 8009.879 kN

Pb = 54408.642 + 10697.634 - 8009.879 = 57096.396 kN

Mb = Cc x 1160.688 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 46089.922 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 807.230 mm, e = Mu/Pu = 101.569 mm)

㉦ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 2665.899 mm, a = k1 x c = 2266.015 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 4677189.678 = 107341.503 kN

∑Csi = 17641.726 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 107341.503 + 17641.726 - 0.000 = 124983.229 kN

Mn = Cc x 1188.098 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 12693.797 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=101.564)| = 0.0045 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉮ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2500.00 - 100.00 = 2400.000 mm

c = 2665.899 mm, a = k1 x c = 2266.015 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2400.00-2665.90) / 2665.90 = -0.00030

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉯ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 111051.981 kN < Pn = 124983.229 kN

ΦPn = 0.70 x 111051.981 = 77736.387 kN ≥ Pu = 29811.436 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.102 = 7895.571 kN.m ≥ Mu = 3027.904 kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 27, UL004)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, Θ=90.000도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2385.315	21048.176	16322.669	775.491

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 21048.176 x 0.02017 / (-862.642 x 13.525)

= 0.036

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 13.525 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 14.634 / 0.625

= 49.170 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.625 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 14.634 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.036)

= 1.037

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.037 x 6495.839

= 6738.422 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.037 x 15735.053

= 16322.669 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 4908738.52 ㎟ , Ast = 69379.20 ㎟ , Puse = 0.01413

- 1단 : H29 - 54EA (As=34689.600 ㎟), d1 = 100.000 ㎜

- 2단 : H29 - 54EA (As=34689.600 ㎟), d2 = 129.000 ㎜

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0141) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1394657.832 ㎟

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 ㎟)이어야 하므로 2454369.261 ㎟ 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1440.000 ㎜, ab = k1 x cb = 1224.000 ㎜

Cc = 0.85 x 27.0 x 2370746.926 = 54408.642 kN, ∑Csi = 10697.634 kN, ∑Tsi = 8009.879 kN

Pb = 54408.642 + 10697.634 - 8009.879 = 57096.396 kN

Mb = Cc x 1160.688 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 46089.922 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 807.230 ㎜, e = Mu/Pu = 775.491 ㎜)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1457.587 ㎜, a = k1 x c = 1238.949 ㎜ 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2426835.282 = 55695.870 kN

∑Csi = 10843.690 kN, ∑Tsi = 7536.485 kN

Pn = 55695.870 + 10843.690 - 7536.485 = 59003.075 kN

Mn = Cc x 1155.997 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 45755.828 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=775.482) | = 0.0088 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉳ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2500.00 - 100.00 = 2400.000 ㎜

c = 1457.587 ㎜, a = k1 x c = 1238.949 ㎜

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2400.00-1457.59) / 1457.59 = 0.00194

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉴ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 111051.981 kN ≥ Pn = 59003.075 kN

ΦPn = 0.70 x 59003.075 = 41302.152 kN ≥ Pu = 21048.176 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.775 = 32029.444 kN.m ≥ Mu = 16322.669 kN.m ∴ O.K

③ 탄성설계 : (부재 27, UL022)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=1.00, θ=90.000도(중립축각도)

피복(㎜)	d(㎜)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(㎜)
100.000	2385.315	16190.905	32906.322	2032.395

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 16190.905 x 0.04077 / (2041.208 x 13.525)

= 0.024

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 13.525 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 14.634 / 0.625

= 49.170 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.625 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 14.634 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.024)

= 1.025

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.025 x 10346.793

= 10601.222 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.025 x 32116.570

= 32906.322 kN.m

㉤ 철근비 검토

Ag = 4908738.52 mm² , Ast = 69379.20 mm² , Puse = 0.01413

- 1단 : H29 - 54EA (As=34689.600 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 54EA (As=34689.600 mm²), d2 = 129.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0141) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1072813.742 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

㉥ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1440.000 mm, ab = k1 x cb = 1224.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2370746.926 = 54408.642 kN, ∑Csi = 10697.634 kN, ∑Tsi = 8009.879 kN

Pb = 54408.642 + 10697.634 - 8009.879 = 57096.396 kN

Mb = Cc x 1160.688 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 46089.922 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 807.230 mm, e = Mu/Pu = 2032.395 mm)

㉦ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 843.438 mm, a = k1 x c = 716.923 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1163293.236 = 26697.580 kN

∑Csi = 7473.571 kN, ∑Tsi = 14861.363 kN

Pn = 26697.580 + 7473.571 - 14861.363 = 19309.788 kN

Mn = Cc x 1186.798 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 39244.938 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=2032.386) | = 0.0097 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉧ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 111051.981 kN ≥ Pn = 19309.788 kN

ΦPn = 1.00 x 19309.788 = 19309.788 kN ≥ Pu = 16190.905 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 2.032 = 39245.125 kN.m ≥ Mu = 32906.322 kN.m ∴ O.K

④ 편심최대 : (부재 27, UE026)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=90.000도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2385.315	14482.881	14583.600	1006.954

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 14482.881 x 0.01800 / (-823.765 x 13.525)

= 0.023

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 13.525 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 14.634 / 0.625

= 49.170 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.625 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 14.634 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.023)

= 1.024

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.024 x 5553.721

= 5684.464 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.024 x 14248.177

= 14583.600 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 4908738.52 mm² , Ast = 69379.20 mm² , Puse = 0.01413

- 1단 : H29 - 54EA (As=34689.600 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 54EA (As=34689.600 mm²), d2 = 129.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0141) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 959639.610 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1440.000 mm, ab = k1 x cb = 1224.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2370746.926 = 54408.642 kN, ∑Csi = 10697.634 kN, ∑Tsi = 8009.879 kN

Pb = 54408.642 + 10697.634 - 8009.879 = 57096.396 kN

Mb = Cc x 1160.688 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 46089.922 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 807.230 mm, e = Mu/Pu = 1006.954 mm)

㉰ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1268.993 mm, a = k1 x c = 1078.644 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2027401.539 = 46528.865 kN

∑Csi = 9855.849 kN, ∑Tsi = 10223.136 kN

Pn = 46528.865 + 9855.849 - 10223.136 = 46161.579 kN

Mn = Cc x 1163.595 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 46482.494 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1006.952) | = 0.0023 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉱ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2500.00 - 100.00 = 2400.000 mm

c = 1268.993 mm, a = k1 x c = 1078.644 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2400.00-1268.99) / 1268.99 = 0.00267

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.73 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0027-0.0020) x (0.850-0.700) / (0.00500-0.00200) = 0.734

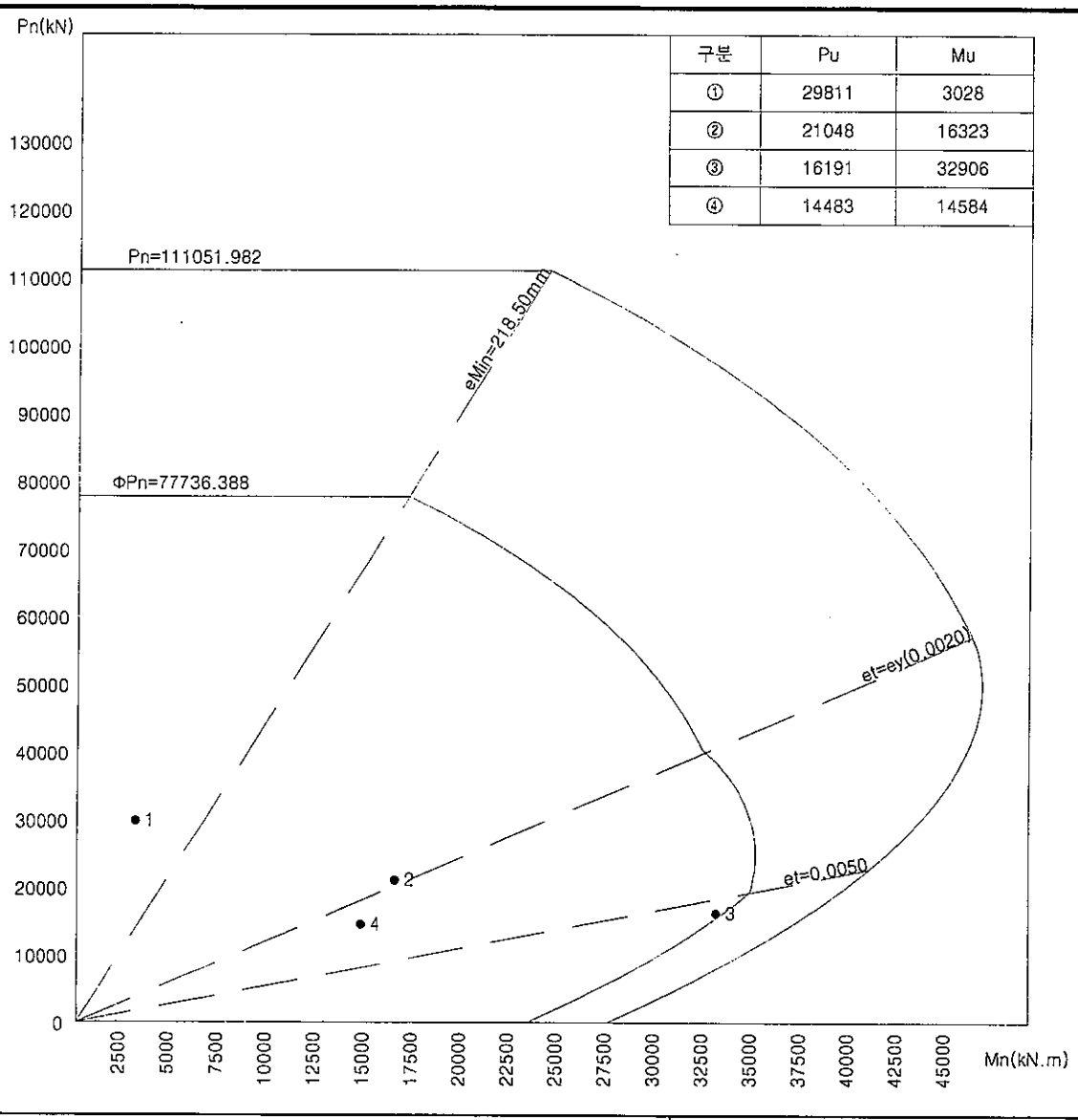
㉲ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 111051.981 kN ≥ Pn = 46161.579 kN

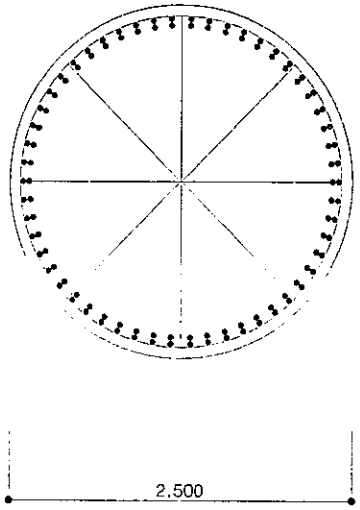
ΦPn = 0.73 x 46161.579 = 33868.263 kN ≥ Pu = 14482.881 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.007 = 34103.794 kN.m ≥ Mu = 14583.600 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	29811	3028
②	21048	16323
③	16191	32906
④	14483	14584



▣ 단면제원

R = 1250.000 mm
D = 2385.315 mm
Ag = 4908738.521 mm²
Aeff = 2454369.261 mm²

▣ 사용 철근

Ast = 69379.200 mm²
Puse = 0.01413
1단 : H29-54Ea
2단 : H29-54Ea

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	-21433.552	-29811.436	4203.236	4203.236	0.000	-0.00694	축력최대
ULB09	-21433.552	-26346.892	6032.026	12832.955	-623.936	-0.01696	모멘트최대
ULB22	-16487.348	-16190.905	6593.314	24324.314	1649.000	0.02220	탄성설계
ULB22	-16487.348	-16190.905	3771.314	9681.647	1649.000	0.02220	소성설계
UEB15	-15662.981	-15292.427	4118.726	9163.683	-457.757	-0.01202	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	0.014	0.060	O.K	77736.387	29811.436	4203.236	2.608	O.K
모멘트최대	0.005	0.014	0.060	O.K	55322.663	26346.892	13551.167	2.100	O.K
탄성설계	0.005	0.014	0.060	O.K	28036.651	16190.905	24719.831	1.732	O.K
편심최대	0.005	0.014	0.060	O.K	49069.744	15292.427	9447.096	3.209	O.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 27, ULB01)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2385.315	29811.436	4203.236	140.994

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 29811.436 x -0.00694 / (0.000 x 13.525)

= 0.000

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 13.525 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 14.634 / 0.625

= 49.170 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.625 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 14.634 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.000)

= 1.000

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.000 x 4203.236

= 4203.236 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.000 x 4203.236

= 4203.236 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 4908738.52 mm² , Ast = 69379.20 mm² , Puse = 0.01413

- 1단 : H29 - 54EA (As=34689.600 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 54EA (As=34689.600 mm²), d2 = 129.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0141) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1975313.809 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1440.000 mm, ab = k1 x cb = 1224.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2370746.926 = 54408.642 kN, ∑Csi = 10697.634 kN, ∑Tsi = 8009.879 kN

Pb = 54408.642 + 10697.634 - 8009.879 = 57096.396 kN

Mb = Cc x 1160.688 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 46089.922 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 807.230 mm, e = Mu/Pu = 140.994 mm)

㉮ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 2539.693 mm, a = k1 x c = 2158.739 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 4506338.872 = 103420.477 kN

∑Csi = 16877.420 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 103420.477 + 16877.420 - 0.000 = 120297.897 kN

Mn = Cc x 1172.973 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 16960.748 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=140.990)| = 0.0045 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉯ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2500.00 - 100.00 = 2400.000 mm

c = 2539.693 mm, a = k1 x c = 2158.739 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2400.00-2539.69) / 2539.69 = -0.00017

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉰ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 111051.981 kN < Pn = 120297.897 kN

ΦPn = 0.70 x 111051.981 = 77736.387 kN ≥ Pu = 29811.436 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.141 = 10960.370 kN.m ≥ Mu = 4203.236 kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 27, ULB09)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2385.315	26346.892	13551.167	514.336

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 26346.892 x -0.01696 / (623.936 x 13.525)

= 0.053

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 13.525 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 14.634 / 0.625

= 49.170 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.625 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 14.634 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.053)

= 1.056

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s
= 0.000 + 1.056 x 6032.026
= 6369.616 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s
= 0.000 + 1.056 x 12832.955
= 13551.167 kN.m

㉤ 철근비 검토

Ag = 4908738.52 mm² , Ast = 69379.20 mm² , Puse = 0.01413
- 1단 : H29 - 54EA (As=34689.600 mm²), d1 = 100.000 mm
- 2단 : H29 - 54EA (As=34689.600 mm²), d2 = 129.000 mm
ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0141) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K
ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1745752.187 mm²
Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

㉥ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1440.000 mm, ab = k1 x cb = 1224.000 mm
Cc = 0.85 x 27.0 x 2370746.926 = 54408.642 kN, ∑Csi = 10697.634 kN, ∑Tsi = 8009.879 kN
Pb = 54408.642 + 10697.634 - 8009.879 = 57096.396 kN
Mb = Cc x 1160.688 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 46089.922 kN.m
eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 807.230 mm, e = Mu/Pu = 514.336 mm)

㉦ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1755.496 mm, a = k1 x c = 1492.172 mm 를 사용.
Cc = 0.85 x 27.0 x 3056114.899 = 70137.837 kN
∑Csi = 12330.306 kN, ∑Tsi = 3435.767 kN
Pn = 70137.837 + 12330.306 - 3435.767 = 79032.376 kN
Mn = Cc x 1148.436 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 40648.911 kN.m
- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=514.332) | = 0.0040 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉧ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2500.00 - 100.00 = 2400.000 mm
c = 1755.496 mm, a = k1 x c = 1492.172 mm
εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020
εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2400.00-1755.50) / 1755.50 = 0.00110
εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉨ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 111051.981 kN ≥ Pn = 79032.376 kN
ΦPn = 0.70 x 79032.376 = 55322.663 kN ≥ Pu = 26346.892 kN ∴ O.K
ΦMn = ΦPn x 0.514 = 28454.462 kN.m ≥ Mu = 13551.167 kN.m ∴ O.K

③ 탄성설계 : (부재 27, ULB22)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=1.00

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2385.315	16190.905	24719.831	1526.773

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

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

$= 16190.905 \times 0.02220 / (1649.000 \times 13.525)$

$= 0.016$

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 13.525 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 $\lambda = k \times Lu/r \leq 22$

$= 2.100 \times 14.634 / 0.625$

$= 49.170 > 22.000$ ∴ 장주

여기서, $r = \sqrt{(I/A)} = 0.625$: 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 14.634 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

$\delta s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$

$= 1 / (1 - 0.016)$

$= 1.016$

㉣ 확대 모멘트 산정

$M1 = M1ns + \delta s \times M1s$

$= 0.000 + 1.016 \times 6593.314$

$= 6700.522$ kN.m

$M2 = M2ns + \delta s \times M2s$

$= 0.000 + 1.016 \times 24324.314$

$= 24719.831$ kN.m

㉰ 철근비 검토

$Ag = 4908738.52$ mm² , $Ast = 69379.20$ mm² , $Puse = 0.01413$

- 1단 : H29 - 54EA ($As=34689.600$ mm²), $d1 = 100.000$ mm

- 2단 : H29 - 54EA ($As=34689.600$ mm²), $d2 = 129.000$ mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0141) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

$\rho min = 0.010 \times Aeff / Ag$, $Aeff = Pu / \{\Psi 0.80(0.85*fck+0.01*fy)\} = 1072813.742$ mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

$cb = 600 / (600 + fy) \times d = 1440.000$ mm, $ab = k1 \times cb = 1224.000$ mm

$Cc = 0.85 \times 27.0 \times 2370746.926 = 54408.642$ kN, $\sum Csi = 10697.634$ kN, $\sum Tsi = 8009.879$ kN

$Pb = 54408.642 + 10697.634 - 8009.879 = 57096.396$ kN

$Mb = Cc \times 1160.688 + \sum(Csi*di) + \sum(Tsi*di) = 46089.922$ kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 807.230 mm, e = Mu/Pu = 1526.773 mm)

㉰ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 985.353 mm, a = k1 x c = 837.550 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1442323.584 = 33101.326 kN

∑Csi = 8305.521 kN, ∑Tsi = 13370.196 kN

Pn = 33101.326 + 8305.521 - 13370.196 = 28036.651 kN

Mn = Cc x 1178.246 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 42805.701 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1526.777) | = 0.0039 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉱ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 111051.981 kN ≥ Pn = 28036.651 kN

ΦPn = 1.00 x 28036.651 = 28036.651 kN ≥ Pu = 16190.905 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.527 = 42805.592 kN.m ≥ Mu = 24719.831 kN.m ∴ O.K

④ 편심최대 : (부재 27, UEB15)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2385.315	15292.427	9447.096	617.763

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 15292.427 x -0.01202 / (457.757 x 13.525)

= 0.030

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 13.525 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 14.634 / 0.625

= 49.170 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.625 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 14.634 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.030)

= 1.031

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.031 x 4118.726

= 4246.109 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.031 x 9163.683

= 9447.096 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 4908738.52 mm² , Ast = 69379.20 mm² , Puse = 0.01413

- 1단 : H29 - 54EA (As=34689.600 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 54EA (As=34689.600 mm²), d2 = 129.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0141) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1013280.347 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1440.000 mm, ab = k1 x cb = 1224.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2370746.926 = 54408.642 kN, ∑Csi = 10697.634 kN, ∑Tsi = 8009.879 kN

Pb = 54408.642 + 10697.634 - 8009.879 = 57096.396 kN

Mb = Cc x 1160.688 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 46089.922 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 807.230 mm, e = Mu/Pu = 617.763 mm)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1617.938 mm, a = k1 x c = 1375.248 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2767073.680 = 63504.341 kN

∑Csi = 11652.308 kN, ∑Tsi = 5057.014 kN

Pn = 63504.341 + 11652.308 - 5057.014 = 70099.634 kN

Mn = Cc x 1151.170 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 43305.533 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=617.771) | = 0.0082 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉳ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2500.00 - 100.00 = 2400.000 mm

c = 1617.938 mm, a = k1 x c = 1375.248 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2400.00-1617.94) / 1617.94 = 0.00145

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

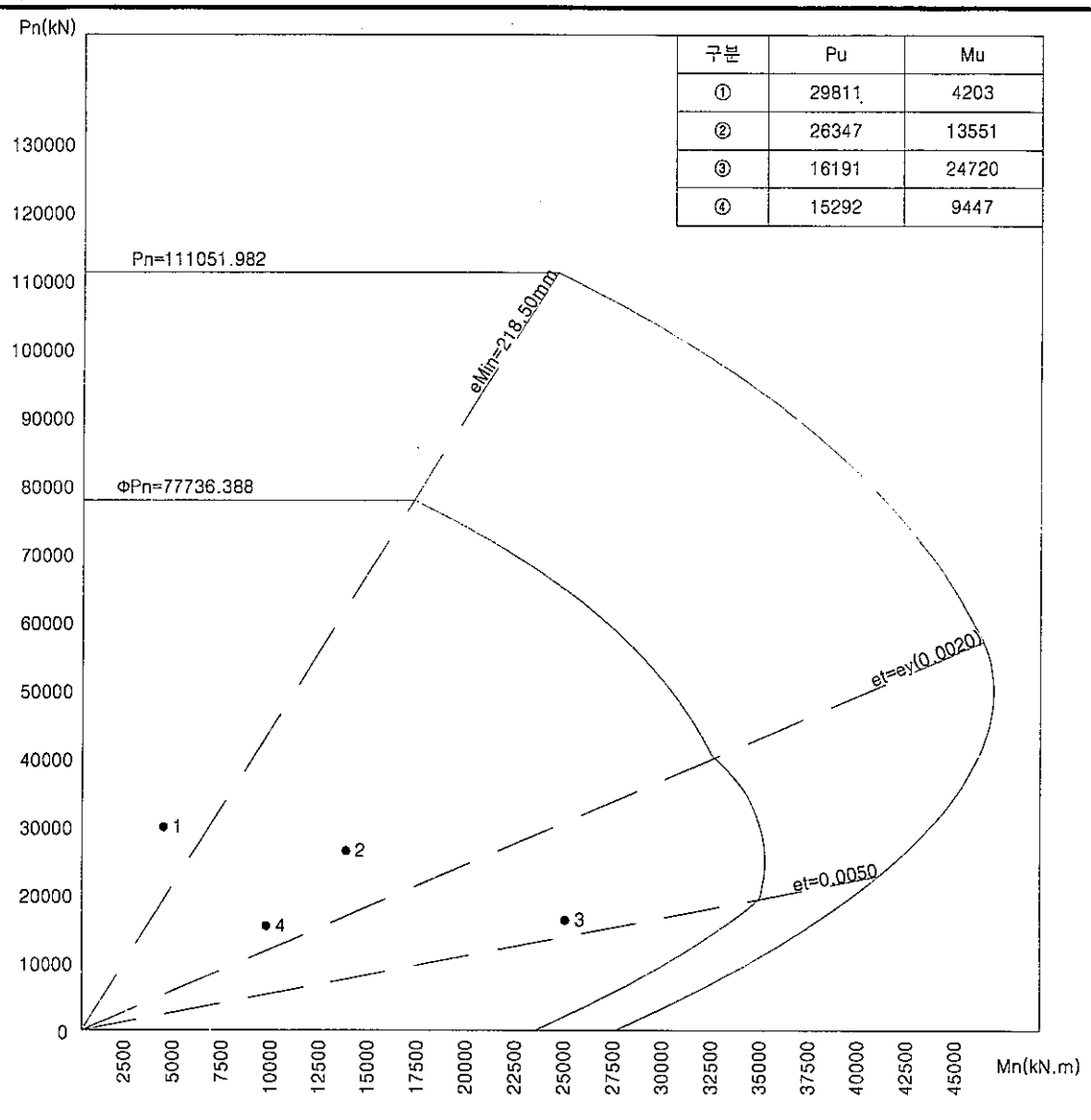
㉴ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 111051.981 kN ≥ Pn = 70099.634 kN

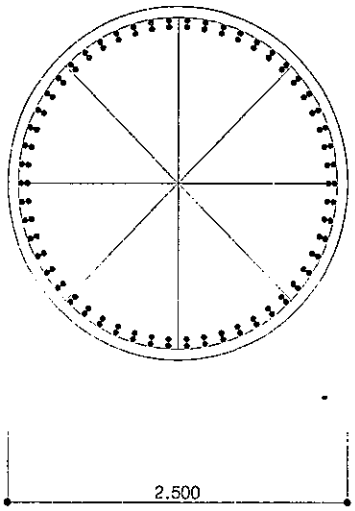
ΦPn = 0.70 x 70099.634 = 49069.744 kN ≥ Pu = 15292.427 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.618 = 30313.473 kN.m ≥ Mu = 9447.096 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	29811	4203
②	26347	13551
③	16191	24720
④	15292	9447



▣ 단면제원

R = 1250.000 mm
D = 2385.315 mm
Ag = 4908738.521 mm²
Aeff = 2454369.261 mm²

▣ 사용 철근

Ast = 69379.200 mm²
Puse = 0.01413
1단 : H29-54Ea
2단 : H29-54Ea

9.3 합성부재력 검토

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pu(kN)	Mx(kN.m)	My(kN.m)	M2(kN.m)	비 고
UL01	-29811.436	4203.236	3027.904	5180.289	축력최대
UL09	-26346.892	13551.167	753.326	13572.090	모멘트최대
UL22	-16190.905	10128.395	32906.322	34429.789	탄성설계
UL22	-16190.905	10128.395	32906.322	34429.789	소성설계
UE15	-15292.427	9447.096	15064.022	17781.236	편심최대
UL04	-21048.176	1226.291	16322.669	16368.669	모멘트최대
UE26	-14482.881	393.498	14583.600	14588.908	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 9885.314 kN.m를 사용하며,

교축직각방향 기둥검토시의 모멘트 확대계수를 적용한다.

Mx = 9885.314 x 1.025 = 10128.395 kN.m, 2) 교축직각방향 참조

- 지진시 모멘트(=9885.314) : [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	0.014	0.060	O.K	77736.387	29811.436	5180.289	2.608	O.K
모멘트최대	0.005	0.014	0.060	O.K	55270.963	26346.892	13572.090	2.098	O.K
탄성설계	0.005	0.014	0.060	O.K	18210.351	16190.905	34429.789	1.125	O.K
편심최대	0.005	0.014	0.060	O.K	29831.429	15292.427	17781.236	1.951	O.K
모멘트최대	0.005	0.014	0.060	O.K	41208.015	21048.176	16368.669	1.958	O.K
편심최대	0.005	0.014	0.060	O.K	33857.847	14482.881	14588.908	2.338	O.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 27, UL001)

【 기둥 : 하부 , 1/7 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=35.768도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2385.315	29811.436	5180.289	173.769

㉯ 철근비 검토

Ag = 4908738.52 mm² , Ast = 69379.20 mm² , Puse = 0.01413

- 1단 : H29 - 54EA (As=34689.600 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 54EA (As=34689.600 mm²), d2 = 129.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0141) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1975313.809 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1440.000 mm, ab = k1 x cb = 1224.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2370746.926 = 54408.642 kN, ∑Csi = 10697.634 kN, ∑Tsi = 8009.879 kN

Pb = 54408.642 + 10697.634 - 8009.879 = 57096.396 kN

Mb = Cc x 1160.688 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 46089.922 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 807.230 mm, e = Mu/Pu = 173.769 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 2446.152 mm, a = k1 x c = 2079.230 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 4363531.282 = 100143.043 kN

∑Csi = 16234.960 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 100143.043 + 16234.960 - 0.000 = 116378.003 kN

Mn = Cc x 1164.697 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 20222.926 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=173.769) | = 0.0008 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2500.00 - 100.00 = 2400.000 mm

c = 2446.152 mm, a = k1 x c = 2079.230 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2400.00-2446.15) / 2446.15 = -0.00006

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 111051.981 kN < Pn = 116378.003 kN

ΦPn = 0.70 x 111051.981 = 77736.387 kN ≥ Pu = 29811.436 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.174 = 13508.137 kN.m ≥ Mu = 5180.289 kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 27, UL009)

【 기둥 : 하부 , 2/7 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=3.182도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2385.315	26346.892	13572.090	515.131

㉯ 철근비 검토

Ag = 4908738.52 mm² , Ast = 69379.20 mm² , Puse = 0.01413

- 1단 : H29 - 54EA (As=34689.600 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 54EA (As=34689.600 mm²), d2 = 129.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0141) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1745752.187 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1440.000 mm, ab = k1 x cb = 1224.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2370746.926 = 54408.642 kN, ∑Csi = 10697.634 kN, ∑Tsi = 8009.879 kN

Pb = 54408.642 + 10697.634 - 8009.879 = 57096.396 kN

Mb = Cc x 1160.688 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 46089.922 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 807.230 mm, e = Mu/Pu = 515.131 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1754.336 mm, a = k1 x c = 1491.186 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 3053695.960 = 70082.322 kN

∑Csi = 12323.921 kN, ∑Tsi = 3447.725 kN

Pn = 70082.322 + 12323.921 - 3447.725 = 78958.518 kN

Mn = Cc x 1148.453 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 40673.580 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=515.126) | = 0.0047 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2500.00 - 100.00 = 2400.000 mm

c = 1754.336 mm, a = k1 x c = 1491.186 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2400.00-1754.34) / 1754.34 = 0.00110

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 111051.981 kN ≥ Pn = 78958.518 kN

ΦPn = 0.70 x 78958.518 = 55270.963 kN ≥ Pu = 26346.892 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.515 = 28471.763 kN.m ≥ Mu = 13572.090 kN.m ∴ O.K

③ 탄성설계 : (부재 27, UL022)

【 기둥 : 하부 , 3/7 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=1.00, θ=72.892도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2385.315	16190.905	34429.789	2126.490

㉯ 철근비 검토

Ag = 4908738.52 mm² , Ast = 69379.20 mm² , Puse = 0.01413

- 1단 : H29 - 54EA (As=34689.600 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 54EA (As=34689.600 mm²), d2 = 129.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0141) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1072813.742 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1440.000 mm, ab = k1 x cb = 1224.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2370746.926 = 54408.642 kN, ∑Csi = 10697.634 kN, ∑Tsi = 8009.879 kN

Pb = 54408.642 + 10697.634 - 8009.879 = 57096.396 kN

Mb = Cc x 1160.688 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 46089.922 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 807.230 mm, e = Mu/Pu = 2126.490 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 825.661 mm, a = k1 x c = 701.812 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1129230.855 = 25915.848 kN

∑Csi = 7365.578 kN, ∑Tsi = 15071.075 kN

Pn = 25915.848 + 7365.578 - 15071.075 = 18210.351 kN

Mn = Cc x 1187.920 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 38724.205 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=2126.494) | = 0.0047 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 111051.981 kN ≥ Pn = 18210.351 kN

ΦPn = 1.00 x 18210.351 = 18210.351 kN ≥ Pu = 16190.905 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 2.126 = 38724.120 kN.m ≥ Mu = 34429.789 kN.m ∴ O.K

④ 편심최대 : (부재 27, UE015)

【 기둥 : 하부 , 5/7 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, Θ=57.907도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2385.315	15292.427	17781.236	1162.748

㉯ 철근비 검토

Ag = 4908738.52 mm² , Ast = 69379.20 mm² , Puse = 0.01413

- 1단 : H29 - 54EA (As=34689.600 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 54EA (As=34689.600 mm²), d2 = 129.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0141) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1013280.347 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1440.000 mm, ab = k1 x cb = 1224.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2370746.926 = 54408.642 kN, ∑Csi = 10697.634 kN, ∑Tsi = 8009.879 kN

Pb = 54408.642 + 10697.634 - 8009.879 = 57096.396 kN

Mb = Cc x 1160.688 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 46089.922 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 807.230 mm, e = Mu/Pu = 1162.748 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1163.146 mm, a = k1 x c = 988.674 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1805912.230 = 41445.686 kN

∑Csi = 9284.415 kN, ∑Tsi = 11452.656 kN

Pn = 41445.686 + 9284.415 - 11452.656 = 39277.444 kN

Mn = Cc x 1168.647 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 45669.479 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1162.741) | = 0.0072 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2500.00 - 100.00 = 2400.000 mm

c = 1163.146 mm, a = k1 x c = 988.674 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2400.00-1163.15) / 1163.15 = 0.00319

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.76 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0032-0.0020) x (0.850-0.700) / (0.00500-0.00200) = 0.760

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 111051.981 kN ≥ Pn = 39277.444 kN

ΦPn = 0.76 x 39277.444 = 29831.429 kN ≥ Pu = 15292.427 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.163 = 34686.430 kN.m ≥ Mu = 17781.236 kN.m ∴ O.K

⑤ 모멘트최대 : (부재 27, UL004)

【 기둥 : 하부 , 6/7 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=85.704도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2385.315	21048.176	16368.669	777.676

㉯ 철근비 검토

Ag = 4908738.52 mm² , Ast = 69379.20 mm² , Puse = 0.01413

- 1단 : H29 - 54EA (As=34689.600 mm²), d1 = 100.000 mm
- 2단 : H29 - 54EA (As=34689.600 mm²), d2 = 129.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0141) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1394657.832 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1440.000 mm, ab = k1 x cb = 1224.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2370746.926 = 54408.642 kN, ∑Csi = 10697.634 kN, ∑Tsi = 8009.879 kN

Pb = 54408.642 + 10697.634 - 8009.879 = 57096.396 kN

Mb = Cc x 1160.688 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 46089.922 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 807.230 mm, e = Mu/Pu = 777.676 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1455.721 mm, a = k1 x c = 1237.363 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2422871.414 = 55604.899 kN

∑Csi = 10833.543 kN, ∑Tsi = 7569.850 kN

Pn = 55604.899 + 10833.543 - 7569.850 = 58868.593 kN

Mn = Cc x 1156.062 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 45780.499 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=777.673) | = 0.0036 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2500.00 - 100.00 = 2400.000 mm

c = 1455.721 mm, a = k1 x c = 1237.363 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2400.00-1455.72) / 1455.72 = 0.00195

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 111051.981 kN ≥ Pn = 58868.593 kN

ΦPn = 0.70 x 58868.593 = 41208.015 kN ≥ Pu = 21048.176 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.778 = 32046.499 kN.m ≥ Mu = 16368.669 kN.m ∴ O.K

⑥ 편심최대 : (부재 27, UE026)

【 기둥 : 하부 , 7/7 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=88.454도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2385.315	14482.881	14588.908	1007.321

㉯ 철근비 검토

Ag = 4908738.52 mm² , Ast = 69379.20 mm² , Puse = 0.01413

- 1단 : H29 - 54EA (As=34689.600 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H29 - 54EA (As=34689.600 mm²), d2 = 129.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0141) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 959639.610 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2454369.261 mm²)이어야 하므로 2454369.261 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1440.000 mm, ab = k1 x cb = 1224.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2370746.926 = 54408.642 kN, ∑Csi = 10697.634 kN, ∑Tsi = 8009.879 kN

Pb = 54408.642 + 10697.634 - 8009.879 = 57096.396 kN

Mb = Cc x 1160.688 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 46089.922 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 807.230 mm, e = Mu/Pu = 1007.321 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1268.720 mm, a = k1 x c = 1078.412 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2026826.920 = 46515.678 kN

∑Csi = 9854.197 kN, ∑Tsi = 10226.331 kN

Pn = 46515.678 + 9854.197 - 10226.331 = 46143.544 kN

Mn = Cc x 1163.607 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 46481.376 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1007.321) | = 0.0005 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2500.00 - 100.00 = 2400.000 mm

c = 1268.720 mm, a = k1 x c = 1078.412 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2400.00-1268.72) / 1268.72 = 0.00268

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.73 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0027-0.0020) x (0.850-0.700) / (0.00500-0.00200) = 0.734

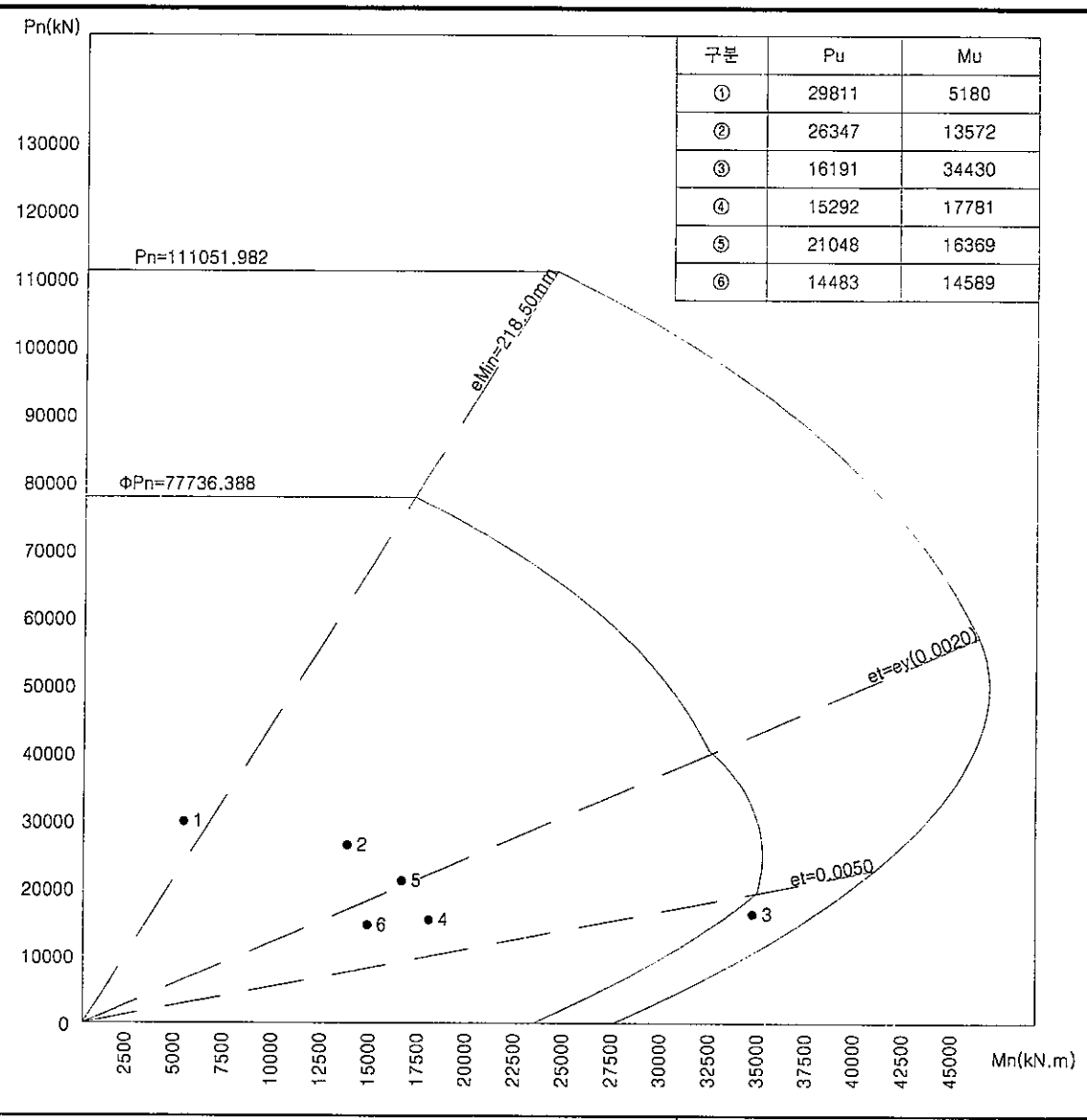
㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 111051.981 kN ≥ Pn = 46143.544 kN

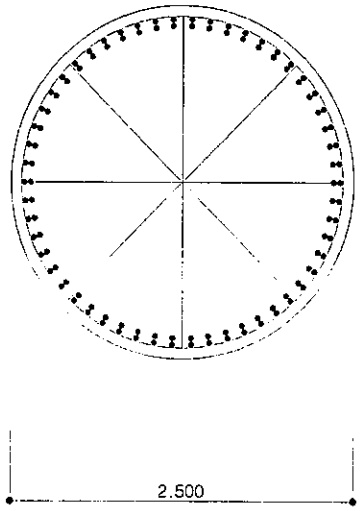
ΦPn = 0.73 x 46143.544 = 33857.847 kN ≥ Pu = 14482.881 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.007 = 34105.714 kN.m ≥ Mu = 14588.908 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	29811	5180
②	26347	13572
③	16191	34430
④	15292	17781
⑤	21048	16369
⑥	14483	14589



▣ 단면제원

R = 1250.000 mm
D = 2385.315 mm
Ag = 4908738.521 mm²
Aeff = 2454369.261 mm²

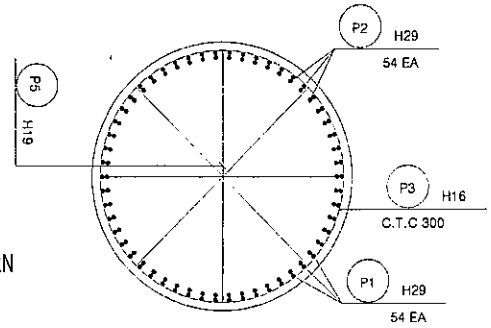
▣ 사용 철근

Ast = 69379.200 mm²
Puse = 0.01413
1단 : H29-54Ea
2단 : H29-54Ea

9.4 상시 전단설계

(1) 기둥에 발생하는 최대전단력 : UL004 MAX, 『기둥부재력 집계』 참조

교축방향 V = 0.000 kN
교축직각방향 V = 862.642 kN
합성전단력 V = 862.642 kN
축방향력 P = 21048.176 kN



(2) 공칭전단력 Vn = Vc + Vs (Φ = 0.80)

Vn = Vmax / Φ = 862.642 / 0.80 = 1078.303 kN

(3) 압축부재에 의한 콘크리트 전단 Vc 및 필요철근 전단 Vs

① 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 d

h = 2500.000 mm d' = 114.685 mm

Zs = ∑(인장철근들의 면적 x 거리) / ∑(면적)

= 705.169 mm

d = h/2 + Zs

= 2500.000/2 + 705.169

= 1955.169 mm

② 압축부재의 콘크리트 전단력 Vc

Vc = 1/6 x (1 + Nu / 14Ag) x √(fck) x b x d

= 1/6 x { 1 + 21048.176 x 1000 / (14 x 4908738.521) } x √27.0
x 2500.000 x 1955.169

= 5529.562 kN

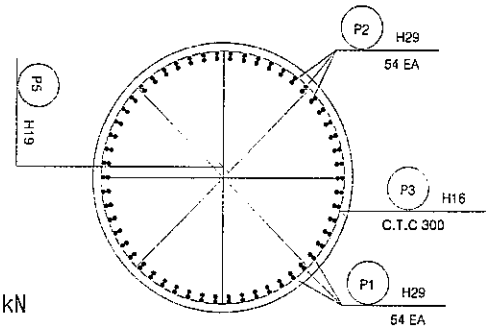
③ 필요철근 전단력 Vs

Vc/2 = 2764.781 kN ≥ Vn ≤ Vc = 5529.562 ∴ 전단 철근 필요 없음

9.5 지진시 전단설계

(1) 기둥에 발생하는 최대전단력 : ULO22 MAX, 『기둥부재력 집계』 참조

교축방향	V =	567.000 kN
교축직각방향	V =	2041.208 kN
합성전단력	V =	2118.495 kN
축방향력	P =	16190.905 kN



(2) 공칭전단력 Vn = Vc + Vs (Φ = 1.00)

Vn = Vmax / Φ = 2118.495 / 1.00 = 2118.495 kN

(3) 압축부재에 의한 콘크리트 전단 Vc 및 필요철근 전단 Vs

① 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 d

h = 2500.000 mm d' = 114.685 mm

Zs = ∑(인장철근들의 면적 x 거리) / ∑(면적)

= 705.169 mm

d = h/2 + Zs

= 2500.000/2 + 705.169

= 1955.169 mm

② 압축부재의 콘크리트 전단력 Vc

Vc = 1/6 x (1 + Pu / 14Ag) x √fck x b x d

= 1/6 x { 1 + 16190.905 x 1000 / (14 x 4908738.521) } x √27.0 x 2500.000 x 1955.169

= 5230.371 kN

③ 필요철근 전단력 Vs

Vc/2 = 2615.185 kN > Vn = 2118.495 kN ∴ 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 = 2500.0 mm
- 기둥 순높이의 1/6 = 10900.0 / 6 = 1816.7 mm
∴ 2500.0 mm = 2.500 m

② 단부구역 및 소성힌지구역의 횡방향철근의 간격 [도로교설계기준 6.8.3.3]
횡방향철근의 간격은 부재최소단면치수의 1/4, 축방향 철근지름의 6배 이하이어야 한다.
- 기둥의 최대단면치수 D / 4 = 2500.0 / 4 = 625.0 mm
- 축방향 철근지름 6 x d = 6 x 29.0 = 174.0 mm
∴ 174.0 mm = 0.174 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 x D = 1250.0 mm
∴ 1250.0 mm = 1.250 m

④ 단부구역 이외의 위치에서 겹침이음 적용시 횡방향 철근의 간격 [도로교설계기준 6.8.3.3]
- 기둥의 최소단면치수 D / 4 = 2500.0 / 4 = 625.0 mm
- 100.0 mm
∴ 625.0 mm = 0.625 m

10. 기 초 설 계

10.1 교축직각방향

1) 기초 안정검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vx(kN)	My(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
SV005	20266.840	406.280	6058.000	24719.640	108766.416	6992.443	축력최대
SV026	16190.905	686.471	12242.179	20643.705	90832.302	13821.062	모멘트최대
SV026	16190.905	686.471	12242.179	20643.705	90832.302	13821.062	편심최대
SV022	16190.905	2041.208	32116.570	20643.705	90832.302	36811.348	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P + W, W = 8.800 x 8.800 x 2.300 x 25.000 = 4452.800 kN

Mr = ∑V x B/2, B = 8.800 m

My = M + P x e, e = -0.000 m

Mo = |My + Vx x h|, h = 2.300 mm

※ 말뚝검토시의 모멘트는 Mc = ∑V x e 를 적용한다, e = B/2 - (Mr-Mo)/∑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.

$\beta\lambda \le 1.0$

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)

= 313234.783 x 49 / (8.800 x 8.800) = 198198.662 kN/m³

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

Kv : 개 말뚝의 축방향 스프링정수 (= 313234.783 kN/m) , 『말뚝계산』 참조

L : 확대기초의 길이 (= 8.800 m)

B : 확대기초의 폭 (= 8.800 m)

n*m : 말뚝의 개수 (= 49 본)

E : 확대기초의 탄성계수 (= 27804000.000 kN/m²)

h : 확대기초의 평균두께 (= 2.300 m)

λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

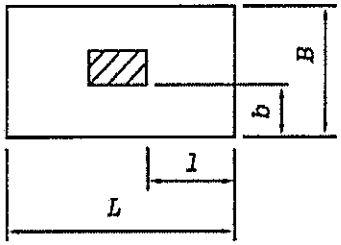
$\beta = \sqrt[4]{\{(3 \times 198198.662) / (27804000.000 \times 2.300^3)\}} = 0.205$ (m-1)

* 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우

λ = max(l,b) = max(3.150,3.150) = 3.150

다만, l ≥ L/20이면 l = L/2 = 4.400

b ≥ B/20이면 b = B/2 = 4.400



βλ = 0.205 x 3.150 = 0.645 ≤ 1.0, ∴ O.K

2) 기초 단면검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vx(kN)	My(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
UL001	29811.436	17.930	-2398.447	35600.076	156640.334	2357.209	축력최대
UL004	21048.176	862.642	15735.053	26836.816	118081.990	17719.130	모멘트최대
UE026	14482.881	823.765	14248.177	18490.401	81357.764	16142.837	편심최대
UL022	16190.905	2041.208	32116.570	20643.705	90832.302	36811.348	지진시
SV005	20266.840	406.280	6058.000	24719.640	108766.416	6992.443	축력최대
SV026	16190.905	686.471	12242.179	20643.705	90832.302	13821.062	모멘트최대
SV026	16190.905	686.471	12242.179	20643.705	90832.302	13821.062	편심최대
SV022	16190.905	2041.208	32116.570	20643.705	90832.302	36811.348	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P + W, W = 8.800 x 8.800 x 2.300 x 25.000 x 하중계수

Mr = ∑V x B/2, B = 8.800 m

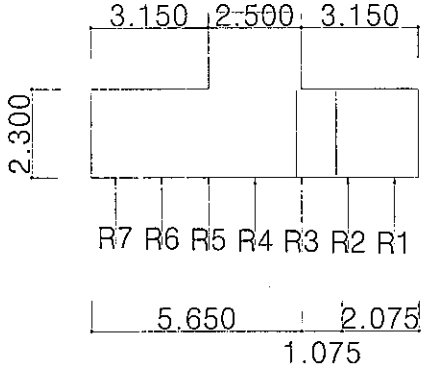
My = M + P x e, e = -0.000 m

Mo = |My + Vx x h|, h = 2.300 mm

※ 말뚝검토시의 모멘트는 Mc = ∑V x e 를 적용한다, e = B/2 - (Mr-Mo)/∑V

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 기초의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 7본

R2 = Ru2 x 7본

R3 = Ru3 x 7본

R4 = Ru4 x 7본

R5 = Ru5 x 7본

R6 = Ru6 x 7본

R7 = Ru7 x 7본

구 분	R1	R2	R3	R4	R5	R6	R7
SV005	4166.312	3954.667	3743.022	3531.377	3319.732	3108.087	2896.442
SV026	4190.747	3776.865	3362.983	2949.101	2535.219	2121.337	1707.455
SV026	4190.747	3776.865	3362.983	2949.101	2535.219	2121.337	1707.455
SV022	6227.213	5134.509	4041.805	2949.101	1856.397	763.692	-329.012
UL001	5286.137	5219.333	5152.529	5085.725	5018.921	4952.118	4885.314
UL004	5423.671	4893.725	4363.778	3833.831	3303.884	2773.937	2243.99
UE026	4094.23	3609.982	3125.734	2641.486	2157.238	1672.99	1188.742
UL022	6227.213	5134.509	4041.805	2949.101	1856.397	763.692	-329.012

㉮ 기초자중에 의한 단면력

Vb = 2.075 x 2.300 x 8.800 x 25.000 = 1049.950 kN

Ma = 3.292 x 2.300 x 8.800 x 25.000 x 3.292/2 = 2741.828 kN.m

㉯ 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = R1+ R2

Ma = R1 x -2.642+ R2 x -1.392+ R3 x -0.142

㉰ 사용하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		사용하중 단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)	
SV005	8120.979	17043.803	7071.029	14301.975	
SV026	7967.611	16806.892	6917.661	14065.064	
SV026	7967.611	16806.892	6917.661	14065.064	
SV022	11361.722	24173.470	10311.772	21431.642	

※ 사용하중단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력

㉱ 계수하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		계수단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)	
UL001	10505.469	21962.943	9140.534	18398.567	
UL004	10317.396	21761.061	8952.461	18196.685	
UE026	7704.212	16285.905	6759.257	13818.260	
UL022	11361.722	24173.470	10311.772	21431.642	

※ 계수단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력 x 사하중계수

1) 단면 검토 : 교직-지점부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
8800.0	2300.0	2150.0	150.0	21431.6	10311.8

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 45610.400 x 400.00 = 18244160.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 8800.000 = 201960.000 x a

T = C 이므로, a = 90.336 mm, c = 90.336 / β1 = 90.336 / 0.85 = 106.277 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2150.00 - 106.277) / 106.277 = 0.05769

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 29725.235 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 45610.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm) , [사용률 = 1.534]

1단 : H29 - 71.0 EA (= 45610.4 mm²)

* 철근비 검토

As,temp = 0.0015 x 8800.0 x 1200.0 = 15840.000 mm²

As,req = 29725.235 mm²

ρmin = Max(29725.235, 15840.000) / bd = 0.00157

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00241

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 90.336 mm

ΦMn = 0.85 x 45610.400 x 400 x (2150.00 - a/2) = 32640.762 kN.m

≥ Mu (= 21431.642 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.523]

* 전단에 대한 검토 (d = 2150.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 8800.00 x 2150.00 = 13108.161 kN

≥ Vu (= 10311.772 kN) , 전단보강 불필요.

- 수평철근 검토

* 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

단, 단위M당 1800 mm² 이하

사용철근량 : H32 - 71 EA

H32 - 36 EA = 84979.400 mm²

필요철근량 : 0.0015 x 2300.0 x 8800.0 = 30360.0 ㎟ < 84979.4 ㎟

(84979.400 / 8.800) = 9656.750 ㎟ > (1800 ㎟)

필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

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

사용철근량 : H32 - 36 EA = 28591.200 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 28591.200 ㎟ ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

$fs = M / [As \times (d - \chi/3)] = 14301.975 \times 1000000 / [45610.400 \times (2150.000 - 360.361/3)]$

$= 154.476$ MPa

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

$= -7x45610.400/8800.0 + 7x45610.400/8800.0 \times \sqrt{[(1 + 2x8800.0x2150.0/(7x45610.400)]}$

$= 360.361$ ㎜

사용철근량 = 45610.4 ㎟ (철근도심 : 150.0 ㎜)

1단 : H29 - 71.0 EA (= 45610.4 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 150.00 - 29/2 = 135.50 ㎜

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 154.48) - 2.5 x 135.50 = 171.04 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 154.48) = 407.83 ㎜

Sa는 작은 값인 171.04 ㎜ 를 적용

S = 8800.00 / 71.0 EA = 123.94 ≤ Sa (= 171.04 ㎜) ∴ O.K

10.2 교축방향

1) 기초 안정검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vy(kN)	Mx(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
SVB09	20266.840	479.951	9871.504	24719.640	108766.416	10975.391	축력최대
SVB09	20266.840	479.951	9871.504	24719.640	108766.416	10975.391	모멘트최대
SVB13	19162.226	479.951	9742.490	23615.026	103906.114	10846.377	편심최대
SVB22	16190.905	1649.000	24324.314	20643.705	90832.302	28117.014	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P + W, W = 8.800 x 8.800 x 2.300 x 25.000 = 4452.800 kN

Mr = ∑V x B/2, B = 8.800 m

Mx = M + P x e, e = 0.000 m

Mo = |Mx + Vy x h|, h = 2.300 m

※ 말뚝검토시의 모멘트는 Mc = ∑V x e 를 적용한다, e = B/2 - (Mr-Mo)/∑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)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
ULB01	29811.436	0.000	4203.236	35600.076	156640.334	4203.236	축력최대
ULB09	26346.892	623.936	12832.955	32135.532	141396.341	14268.008	모멘트최대
UEB15	15292.427	457.757	9163.683	19522.587	85899.383	10216.525	편심최대
ULB22	16190.905	1649.000	24324.314	20643.705	90832.302	28117.014	지진시
SVB09	20266.840	479.951	9871.504	24719.640	108766.416	10975.391	축력최대
SVB09	20266.840	479.951	9871.504	24719.640	108766.416	10975.391	모멘트최대
SVB13	19162.226	479.951	9742.490	23615.026	103906.114	10846.377	편심최대
SVB22	16190.905	1649.000	24324.314	20643.705	90832.302	28117.014	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P + W, W = 8.800 x 8.800 x 2.300 x 25.000 x 하중계수

Mr = ∑V x B/2, B = 8.800 m

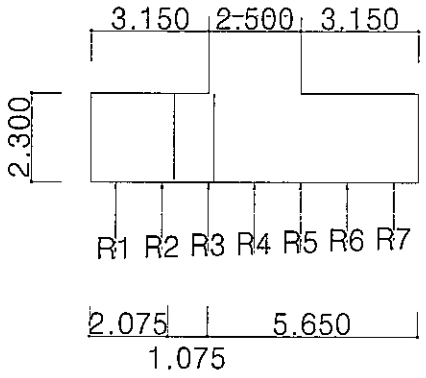
Mx = M + P x e, e = 0.000 m

Mo = |Mx + Vy x h|, h = 2.300 m

※ 말뚝검토시의 모멘트는 Mc = ∑V x e 를 적용한다, e = B/2 - (Mr-Mo)/∑V

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 기초의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 7본
R2 = Ru2 x 7본
R3 = Ru3 x 7본
R4 = Ru4 x 7본
R5 = Ru5 x 7본
R6 = Ru6 x 7본
R7 = Ru7 x 7본

구 분	R1	R2	R3	R4	R5	R6	R7
SVB09	4509.912	4183.734	3857.555	3531.377	3205.199	2879.021	2552.842
SVB09	4509.912	4183.734	3857.555	3531.377	3205.199	2879.021	2552.842
SVB13	4341.254	4018.694	3696.135	3373.575	3051.016	2728.456	2405.897
SVB22	5461.438	4623.992	3786.546	2949.101	2111.655	1274.209	436.763
ULB01	5439.426	5321.526	5203.625	5085.725	4967.825	4849.925	4732.024
ULB09	5862.886	5438.854	5014.822	4590.79	4166.759	3742.727	3318.695
UEB15	3701.076	3397.031	3092.986	2788.941	2484.896	2180.851	1876.806
ULB22	5461.438	4623.992	3786.546	2949.101	2111.655	1274.209	436.763

㉮ 기초자중에 의한 단면력

Vb = 2.075 x 2.300 x 8.800 x 25.000 = 1049.950 kN

Ma = 3.292 x 2.300 x 8.800 x 25.000 x 3.292/2 = 2741.828 kN.m

㉯ 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = R1+ R2

Ma = R1 x 2.642+ R2 x 1.392+ R3 x 0.142

㉰ 사용하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		사용하중 단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)	
SVB09	8693.646	18286.718	7643.696	15544.890	
SVB09	8693.646	18286.718	7643.696	15544.890	
SVB13	8359.948	17588.465	7309.998	14846.637	
SVB22	10085.430	21403.406	9035.480	18661.578	

※ 사용하중단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력

㉱ 계수하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		계수단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)	
ULB01	10760.952	22517.442	9396.017	18953.066	
ULB09	11301.739	23772.733	9936.804	20208.357	
UEB15	7098.107	14946.115	6100.655	12341.378	
ULB22	10085.430	21403.406	9035.480	18661.578	

※ 계수단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력 x 사하중계수

1) 단면 검토 : 교축방향

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
8800.0	2300.0	2150.0	150.0	20208.4	9936.8

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 56388.200 x 400.00 = 22555280.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 8800.000 = 201960.000 x a

T = C 이므로, a = 111.682 mm, c = 111.682 / β1 = 111.682 / 0.85 = 131.390 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2150.00 - 131.390) / 131.390 = 0.04609

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 28006.080 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 56388.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm) , [사용률 = 2.013]

1단 : H32 - 71.0 EA (= 56388.2 mm²)

* 철근비 검토

As,temp = 0.0015 x 8800.0 x 1200.0 = 15840.000 mm²

As,req = 28006.080 mm²

ρmin = Max(28006.080, 15840.000) / bd = 0.00148

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00298

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 111.682 mm

ΦMn = 0.85 x 56388.200 x 400 x (2150.00 - a/2) = 40149.192 kN.m

≥ Mu (= 20208.357 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.987]

* 전단에 대한 검토 (d = 2150.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 8800.00 x 2150.00 = 13108.161 kN

≥ Vu (= 9936.804 kN) , 전단보강 불필요.

- 수평철근 검토

* 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

단, 단위M당 1800 mm² 이하

사용철근량 : H29 - 71 EA

H29 - 36 EA = 68736.800 mm²

필요철근량 : 0.0015 x 2300.0 x 8800.0 = 30360.0 ㎟ < 68736.8 ㎟

(68736.800 / 8.800) = 7811.000 ㎟ > (1800 ㎟)

필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

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

사용철근량 : H29 - 36 EA = 23126.400 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 23126.400 ㎟ ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 15544.890 x 1000000 / [56388.200 x (2150.000 - 396.604/3)]

= 136.622 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x56388.200/8800.0 + 7x56388.200/8800.0 x √[(1 + 2x8800.0x2150.0/(7x56388.200)]

= 396.604 mm

사용철근량 = 56388.2 ㎟ (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H32 - 71.0 EA (= 56388.2 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 150.00 - 32/2 = 134.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 136.62) - 2.5 x 134.00 = 241.41 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 136.62) = 461.13 mm

Sa는 작은 값인 241.41 mm 를 적용

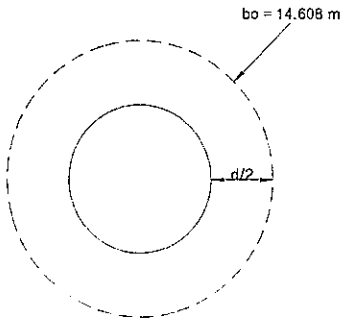
S = 8800.00 / 71.0 EA = 123.94 ≤ Sa (= 241.41 mm) ∴ O.K

11. 기초 2방향전단(펀칭) 검토

1) 최대 연직하중(Vu) : -29811.436 kN

2) PUNCHING SHEAR 검토위치 : 기둥전면 d/2

3) 위험단면 길이(bo) = 14.608 m



4) 콘크리트가 부담하는 전단강도

※ $\beta c = 1.000$, $\alpha s = 40$

① $Vc1 = 1/6 \times (1 + 2/\beta c) \times \sqrt{(Fck)} \times bo \times d$
$= 1/6 \times (1 + 2/1.00) \times \sqrt{(27)} \times 14.608 \times 2.150$
$= 81600.558$ kN

② $Vc2 = 1/6 \times (1 + (\alpha s \cdot d)/(2 \cdot bo)) \times \sqrt{(Fck)} \times bo \times d$
$= 1/6 \times (1 + (40 \cdot 2.150)/(2 \cdot 14.608)) \times \sqrt{(27)} \times 14.608 \times 2.150$
$= 107264.234$ kN

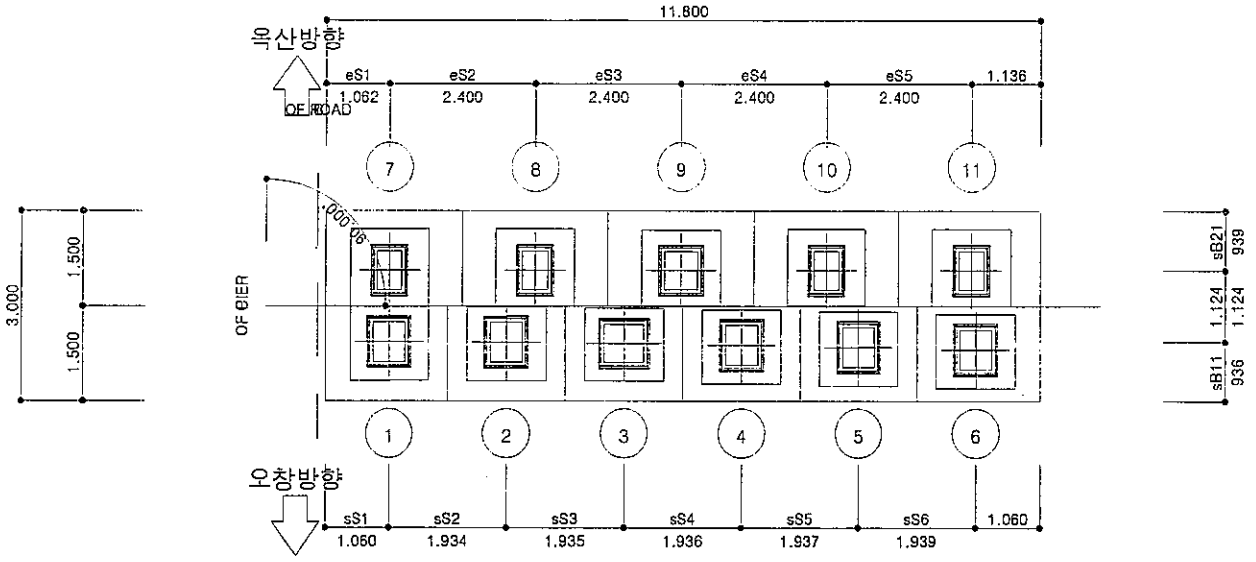
③ $Vc3 = 1/3 \times \sqrt{(Fck)} \times bo \times d$
$= 1/3 \times \sqrt{(27)} \times 14.608 \times 2.150$
$= 54400.372$ kN

--------- 이중 작은 값 사용

∴ 콘크리트가 부담하는 전단강도(ϕVc) = $0.80 \times 54400.372 = 43520.297$ kN

※ $\Phi Vc > Vu$ ---------- O.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 x 50.068 = 450.339 mm

㉡ 후열

- 거더의 경간길이가 100m 이하이므로 S = 200 + 5.0L

S = 200 + 5.0 x 40.063 = 400.314 mm

② 실제 연단거리

구 분	필요연단	받침 규격		연단거리	비 고
		교축방향	직각방향		
1	450.339	630.000	530.000	621.199	O.K
2	450.339	630.000	530.000	614.703	O.K
3	450.339	600.000	650.000	609.789	O.K
4	450.339	630.000	530.000	568.304	O.K
5	450.339	630.000	530.000	535.210	O.K
6	450.339	630.000	530.000	495.623	O.K
7	400.314	610.000	410.000	634.142	O.K
8	400.314	610.000	410.000	634.139	O.K
9	400.314	600.000	550.000	639.099	O.K
10	400.314	610.000	410.000	634.135	O.K
11	400.314	610.000	410.000	634.132	O.K

12.2 최소 받침지지 길이 검토

① 최소 받침지지 길이

- 사각이 90.0° 이므로 받침선과 교축직각방향의 사잇각은 0.00°

$N = (200 + 1.67 \times L + 6.66 \times H) \times (1 + 0.000125 \times \theta^2)$ mm

$= (200 + 1.67 \times 150.265 + 6.66 \times 15.267) \times (1 + 0.000125 \times 0.00^2)$

$= 552.618$ mm

② 실제 받침지지 길이

$N1 = 1500 - 50 - 50 = 1400$ mm ≥ 553 mm $\therefore$ O.K

12.3 교량받침 수직력, 수평력 검토

구 분	수직력			수평력		
	허용값	상부반력	비 고	허용값	탄성지진력	비 고
SHOE 1	2250.000	1650.930	O.K	345.096	240.010	O.K
SHOE 2	2250.000	1733.973	O.K	345.096	239.990	O.K
SHOE 3	2250.000	1741.693	O.K	345.096	239.920	O.K
SHOE 4	2250.000	1770.964	O.K	345.096	239.750	O.K
SHOE 5	2250.000	1822.094	O.K	345.096	239.510	O.K
SHOE 6	2250.000	1851.846	O.K	345.096	239.250	O.K
SHOE 7	1750.000	1035.639	O.K	258.822	157.000	O.K
SHOE 8	1750.000	1176.066	O.K	258.822	157.190	O.K
SHOE 9	1750.000	1272.597	O.K	258.822	157.360	O.K
SHOE 10	1750.000	1334.424	O.K	258.822	157.440	O.K
SHOE 11	1750.000	1379.921	O.K	258.822	157.450	O.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	1650.930	136.173	180.459	1466.341	1689.914	
2	1733.973	135.376	180.444	1459.848	1596.805	
3	1741.693	134.511	240.920	1559.973	1567.296	
4	1770.964	133.647	180.263	1413.460	1597.871	
5	1822.094	132.895	180.083	1380.376	1598.609	
6	1851.846	132.692	179.887	1340.798	1655.756	
7	1035.639	116.782	118.045	1349.251	1672.155	
8	1176.066	115.872	118.188	1349.249	1810.224	
9	1272.597	114.977	240.920	1489.247	1800.224	
10	1334.424	114.278	118.376	1349.245	1810.224	
11	1379.921	114.120	118.383	1349.243	1746.056	

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	2278.087	4369.200	O.K	2722.220	3972.000	O.K
2	2344.538	4369.200	O.K	2750.649	3972.000	O.K
3	2368.801	4369.200	O.K	2944.699	3574.800	O.K
4	2325.151	4369.200	O.K	2787.684	3972.000	O.K
5	2331.562	4369.200	O.K	2838.779	3972.000	O.K
6	2309.944	4369.200	O.K	2928.328	3972.000	O.K
7	1620.093	4369.200	O.K	1806.516	3972.000	O.K
8	1746.741	4369.200	O.K	1963.340	3972.000	O.K
9	1841.713	4369.200	O.K	2700.963	3972.000	O.K
10	1886.404	4369.200	O.K	2140.337	3972.000	O.K
11	1928.196	4369.200	O.K	2190.931	3972.000	O.K

③ 교량받침 콘크리트 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	756.516	8341.200	O.K	1002.548	8341.200	O.K
2	752.089	8341.200	O.K	1002.464	8341.200	O.K
3	747.285	8341.200	O.K	1338.442	8341.200	O.K
4	742.481	8341.200	O.K	1001.462	8341.200	O.K
5	738.304	8341.200	O.K	1000.459	8341.200	O.K
6	737.176	8341.200	O.K	999.373	8341.200	O.K
7	648.789	8341.200	O.K	655.806	8341.200	O.K
8	643.734	8341.200	O.K	656.600	8341.200	O.K
9	638.764	8341.200	O.K	1338.442	8341.200	O.K
10	634.879	8341.200	O.K	657.644	8341.200	O.K
11	634.002	8341.200	O.K	657.686	8341.200	O.K

12.5 교량받침 하면 보강 : 교량받침 1

① 교량받침에 작용하는 하중

- 연직하중 : 최대반력

  P = 1650.930 kN

- 교축방향 수평하중 : 탄성지진력, 온도변화의 영향

  δ = α x ΔT x L

  = 0.000010 x 25.0 x 50.1

  = 0.012517 m

  Ph = kh x δ : kh 탄성받침의 전단탄성계수, δ 상부구조의 신축량

  = 2396.500 x 0.012517

  = 29.997 kN/m

  Hx1 = 29.997 / 1.15 = 26.084 kN

  Hx2 = 181.110 / 1.33 = 136.173 kN

  ☞ 수평력은 Hx1, Hx2 중 큰 값인 136.173 kN를 적용한다.

- 교축직각방향 수평하중 : 탄성지진력, 풍하중의 영향

  Hy1 = 0 kN : 가동단 받침이므로 풍하중은 적용되지 않는다.

Hy2 = 240.010 / 1.33 = 180.459 kN

☞ 수평력은 Hy1, Hy2 중 큰 값인 180.459 kN를 적용한다.

② 연직하중에 대한 보강

b1x = 630.000 mm b1y = 530.000 mm

b2x = 936.341 mm b2y = 1059.914 mm

bcx = 2 x b2x = 1872.683 mm < 5 x b1x = 3150.000 mm

bcy = 2 x b2y = 2119.828 mm < 5 x b1y = 2650.000 mm

Asx1 = 1/4 x (1 - b1x/bcx) x P/fsa

= 1/4 x (1 - 630.000/1872.683) x 1650.930 x 10^3 /180.000

= 1521.571 mm^2

Asy1 = 1/4 x (1 - b1y/bcy) x P/fsa

= 1/4 x (1 - 530.000/2119.828) x 1650.930 x 10^3 /180.000

= 1719.672 mm^2

③ 수평하중에 대한 보강

Asx2 = Hx/fsa

= 136.173 x 10^3 / 180.000

= 756.516 mm^2

Asy2 = Hy/fsa

= 180.459 x 10^3 / 180.000

= 1002.548 mm^2

④ 철근 보강 범위

- 교축직각방향 철근보강 범위

Bxo = b1x + b2y = 630.000 + 1059.914 = 1689.914 mm

- 교축방향 철근보강 범위

Byo = b1y + b2x = 530.000 + 936.341 = 1466.341 mm

⑤ 철근량 산정

- 교축직각방향

Asy = Asy1 + Asy2 = 1719.672 + 1002.548 = 2722.220 mm^2

Bxo = 1689.914 mm 범위내에서 H16 - 20 EA

As = 198.600 x 20 = 3972.000 mm^2 ∴ O.K

- 교축방향

Asx = Asx1 + Asx2 = 1521.571 + 756.516 = 2278.087 mm^2

Byo = 1466.341 mm 범위내에서 H16 - 22 EA

As = 198.600 x 22 = 4369.200 mm^2 ∴ O.K

12.6 교량받침 콘크리트 보강 : 교량받침 1

① 교축직각방향

As2 = Hy/fsa = 180.459 x 10^3 / 180.000 = 1002.548 mm^2

사용철근 : H16 - 20 EA + H16 - 22 EA

As = 198.600 x 20 + 198.600 x 22 = 8341.200 mm^2 ∴ O.K

② 교축방향

As1 = Hx/fsa = 136.173 x 10^3 / 180.000 = 756.516 mm^2

사용철근 : H16 - 20 EA + H16 - 22 EA

As = 198.600 x 20 + 198.600 x 22 = 8341.200 mm^2 ∴ 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	6.900

※ 말뚝길이는 기초평면에 묻힌 100mm는 제외한 길이로 계산한다.

콘크리트 설계기준강도 fck = 80.0 MPa

콘크리트 탄성계수 Ep = 40000.0 MPa

유효프리스트레스 fce = 4.1 MPa

콘크리트 환산단면적 Ae = 0.109 m^2

환산 단면2차모멘트 Ie = 0.0025 m^4

환산 단면계수 Ze = 0.0099 m^3

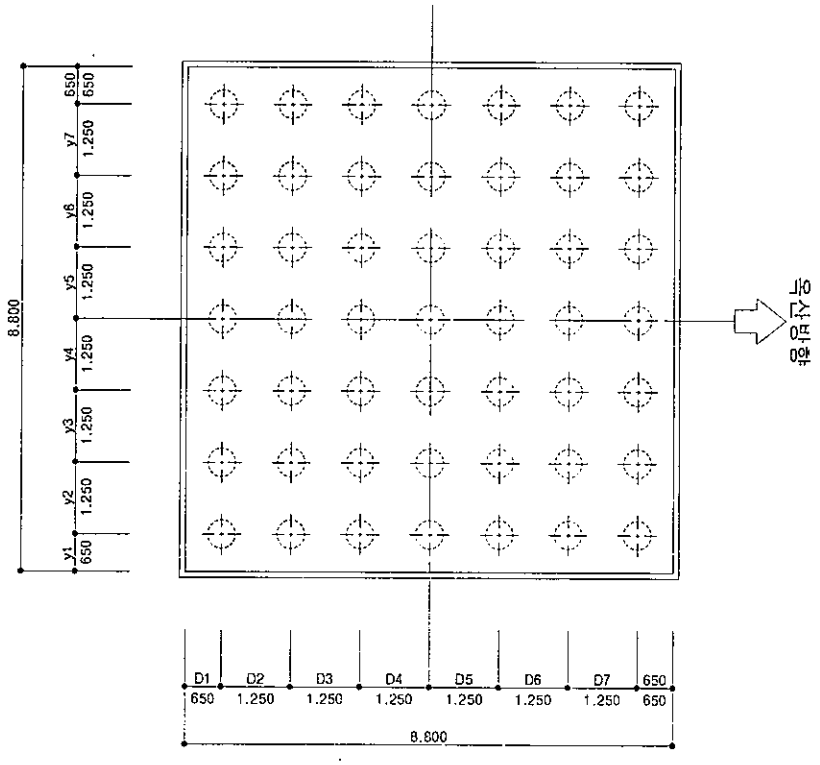
말뚝 머리의 평균 N치 N = 10

말뚝 선단의 평균 N치 N = 30

말뚝 선단의 근입길이 Df = 1.0 m

원지반으로부터 돌출된 길이 h = 0.0 m

② 말뚝의 배치



2) 말뚝도심에서의 작용하중

구 분		Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	비 고
사용하중	COMBO 1	24719.640	406.280	6992.443	SV005
	COMBO 2	20643.705	686.471	13821.062	SV026
	COMBO 3	20643.705	686.471	13821.062	SV026
	COMBO 4	20643.705	2041.208	36811.348	SV022
계수하중	COMBO 1	35600.076	17.930	2357.209	UL001
	COMBO 2	26836.816	862.642	17719.130	UL004
	COMBO 3	18490.401	823.765	16142.837	UE026
	COMBO 4	20643.705	2041.208	36811.348	UL022

3) 말뚝의 특성치 계산

① 말뚝의 축방향 스프링정수

Ap = Ae = 0.1085 ㎡ ; 말뚝의 환산단면적

a = 0.010 x (L/D) + 0.36 = 0.498

Kv = a x Ap x Ep / L = 313234.783 kN/m ; 말뚝의 축방향 스프링정수

② 말뚝의 축직각방향 스프링정수

: 1/β 가정된 값이 계산된 값과 일치할 때까지 반복 계산

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

α = 1 (평상시), 2 (지진시)

Eo = 1200 x N = 1200 x 10 = 12000 kN/㎡

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

가) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 평상시

가정된 1/β (m)	계산치 1/β (m)	Kh(kN/㎥)
0.500	2.322	27269.26
2.322	2.681	15331.97
2.681	2.718	14526.25
2.718	2.721	14452.92
2.721	2.722	14446.06
2.722	2.722	14445.42
2.722	2.722	14445.36

Kh = 14445.35 kN/㎥

β = 0.367 m-1

βL = 0.367 x 6.9000 = 2.535 < 3 ∴ 유한장 말뚝으로 설계한다.

나) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 지진시

가정된 1/β (m)	계산치 1/β (m)	Kh(kN/㎥)
0.500	1.952	54538.53
1.952	2.218	32722.73
2.218	2.245	31192.54
2.245	2.248	31052.80
2.248	2.248	31039.74
2.248	2.248	31038.51
2.248	2.248	31038.40

Kh = 31038.39 kN/㎥

β = 0.445 m-1

βL = 0.445 x 6.9000 = 3.069 ≥ 3 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

4) 말뚝의 변위 및 부재력

① 말뚝머리 고정일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	19657.232	34885.956	$4EI\beta^3$	kN/m
K2	26749.559	39210.478	$2EI\beta^2$	kN/rad
K3	26749.559	39210.478	$2EI\beta^2$	kN/rad
K4	72801.594	88142.151	$2EI\beta$	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	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	963204.4	1709411.9
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{\left(K_v - K_1\right)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	-1310728.4	-1921313.4
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	15348504.3	15348504.3
Aya,Aay	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i + K_2\sin\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	99495430.3	100247117.6
일반식	$\begin{bmatrix}\delta_x\\ \delta_y\\ \alpha\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}A_{xx} & A_{xy} & A_{xa}\\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya}\\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa}\end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix}H_o\\ V_o\\ M_o\end{bmatrix}$		

구 분	사용하중			구 분	계수하중		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)		δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	0.0005269	0.0016106	0.0000772	COMBO 1	0.0000518	0.0023194	0.0000244
COMBO 2	0.0009182	0.0013450	0.0001510	COMBO 2	0.0011587	0.0017485	0.0001934
COMBO 3	0.0009182	0.0013450	0.0001510	COMBO 3	0.0010957	0.0012047	0.0001767
COMBO 4	0.0016422	0.0013450	0.0003987	COMBO 4	0.0016422	0.0013450	0.0003987

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 1.642 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ O.K

다) 말뚝의 작용력과 말뚝머리에서의 반력

▣ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

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

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

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0005269	0.0019001	0.0000772	595.187	8.291	-8.472
	2	0.0005269	0.0018036	0.0000772	564.952	8.291	-8.472
	3	0.0005269	0.0017071	0.0000772	534.717	8.291	-8.472
	4	0.0005269	0.0016106	0.0000772	504.482	8.291	-8.472
	5	0.0005269	0.0015140	0.0000772	474.247	8.291	-8.472
	6	0.0005269	0.0014175	0.0000772	444.012	8.291	-8.472
	7	0.0005269	0.0013210	0.0000772	413.777	8.291	-8.472
COMBO 2	1	0.0009182	0.0019113	0.0001510	598.678	14.010	-13.567
	2	0.0009182	0.0017225	0.0001510	539.552	14.010	-13.567
	3	0.0009182	0.0015338	0.0001510	480.426	14.010	-13.567
	4	0.0009182	0.0013450	0.0001510	421.300	14.010	-13.567
	5	0.0009182	0.0011562	0.0001510	362.174	14.010	-13.567
	6	0.0009182	0.0009675	0.0001510	303.048	14.010	-13.567
	7	0.0009182	0.0007787	0.0001510	243.922	14.010	-13.567
COMBO 3	1	0.0009182	0.0019113	0.0001510	598.678	14.010	-13.567
	2	0.0009182	0.0017225	0.0001510	539.552	14.010	-13.567
	3	0.0009182	0.0015338	0.0001510	480.426	14.010	-13.567
	4	0.0009182	0.0013450	0.0001510	421.300	14.010	-13.567
	5	0.0009182	0.0011562	0.0001510	362.174	14.010	-13.567
	6	0.0009182	0.0009675	0.0001510	303.048	14.010	-13.567
	7	0.0009182	0.0007787	0.0001510	243.922	14.010	-13.567
COMBO 4	1	0.0016422	0.0028400	0.0003987	889.602	41.657	-29.251
	2	0.0016422	0.0023417	0.0003987	733.501	41.657	-29.251
	3	0.0016422	0.0018433	0.0003987	577.401	41.657	-29.251
	4	0.0016422	0.0013450	0.0003987	421.300	41.657	-29.251
	5	0.0016422	0.0008466	0.0003987	265.200	41.657	-29.251
	6	0.0016422	0.0003483	0.0003987	109.099	41.657	-29.251
	7	0.0016422	-0.0001501	0.0003987	-47.002	41.657	-29.251

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0000518	0.0024109	0.0000244	755.162	0.366	0.389
	2	0.0000518	0.0023804	0.0000244	745.619	0.366	0.389
	3	0.0000518	0.0023499	0.0000244	736.076	0.366	0.389
	4	0.0000518	0.0023194	0.0000244	726.532	0.366	0.389
	5	0.0000518	0.0022890	0.0000244	716.989	0.366	0.389
	6	0.0000518	0.0022585	0.0000244	707.445	0.366	0.389
	7	0.0000518	0.0022280	0.0000244	697.902	0.366	0.389
COMBO 2	1	0.0011587	0.0024736	0.0001934	774.810	17.605	-16.919
	2	0.0011587	0.0022319	0.0001934	699.104	17.605	-16.919
	3	0.0011587	0.0019902	0.0001934	623.397	17.605	-16.919
	4	0.0011587	0.0017485	0.0001934	547.690	17.605	-16.919
	5	0.0011587	0.0015068	0.0001934	471.983	17.605	-16.919
	6	0.0011587	0.0012651	0.0001934	396.277	17.605	-16.919
	7	0.0011587	0.0010234	0.0001934	320.570	17.605	-16.919
COMBO 3	1	0.0010957	0.0018673	0.0001767	584.890	16.812	-16.446
	2	0.0010957	0.0016464	0.0001767	515.712	16.812	-16.446
	3	0.0010957	0.0014256	0.0001767	446.533	16.812	-16.446
	4	0.0010957	0.0012047	0.0001767	377.355	16.812	-16.446
	5	0.0010957	0.0009839	0.0001767	308.177	16.812	-16.446
	6	0.0010957	0.0007630	0.0001767	238.999	16.812	-16.446
	7	0.0010957	0.0005422	0.0001767	169.820	16.812	-16.446
COMBO 4	1	0.0016422	0.0028400	0.0003987	889.602	41.657	-29.251
	2	0.0016422	0.0023417	0.0003987	733.501	41.657	-29.251
	3	0.0016422	0.0018433	0.0003987	577.401	41.657	-29.251
	4	0.0016422	0.0013450	0.0003987	421.300	41.657	-29.251
	5	0.0016422	0.0008466	0.0003987	265.200	41.657	-29.251
	6	0.0016422	0.0003483	0.0003987	109.099	41.657	-29.251
	7	0.0016422	-0.0001501	0.0003987	-47.002	41.657	-29.251

▣ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

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

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

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

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.750	0	595.187	8.291	-8.472	7
	2	2.500	0	564.952	8.291	-8.472	7
	3	1.250	0	534.717	8.291	-8.472	7
	4	0.000	0	504.482	8.291	-8.472	7
	5	-1.250	0	474.247	8.291	-8.472	7
	6	-2.500	0	444.012	8.291	-8.472	7
	7	-3.750	0	413.777	8.291	-8.472	7
	계			24719.640	406.280	6992.443	49
COMBO 2	1	3.750	0	598.678	14.010	-13.567	7
	2	2.500	0	539.552	14.010	-13.567	7
	3	1.250	0	480.426	14.010	-13.567	7
	4	0.000	0	421.300	14.010	-13.567	7
	5	-1.250	0	362.174	14.010	-13.567	7
	6	-2.500	0	303.048	14.010	-13.567	7
	7	-3.750	0	243.922	14.010	-13.567	7
	계			20643.705	686.471	13821.062	49
COMBO 3	1	3.750	0	598.678	14.010	-13.567	7
	2	2.500	0	539.552	14.010	-13.567	7
	3	1.250	0	480.426	14.010	-13.567	7
	4	0.000	0	421.300	14.010	-13.567	7
	5	-1.250	0	362.174	14.010	-13.567	7
	6	-2.500	0	303.048	14.010	-13.567	7
	7	-3.750	0	243.922	14.010	-13.567	7
	계			20643.705	686.471	13821.062	49
COMBO 4	1	3.750	0	889.602	41.657	-29.251	7
	2	2.500	0	733.501	41.657	-29.251	7
	3	1.250	0	577.401	41.657	-29.251	7
	4	0.000	0	421.300	41.657	-29.251	7
	5	-1.250	0	265.200	41.657	-29.251	7
	6	-2.500	0	109.099	41.657	-29.251	7
	7	-3.750	0	-47.002	41.657	-29.251	7
	계			20643.705	2041.208	36811.348	49

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.750	0	755.162	0.366	0.389	7
	2	2.500	0	745.619	0.366	0.389	7
	3	1.250	0	736.076	0.366	0.389	7
	4	0.000	0	726.532	0.366	0.389	7
	5	-1.250	0	716.989	0.366	0.389	7
	6	-2.500	0	707.445	0.366	0.389	7
	7	-3.750	0	697.902	0.366	0.389	7
	계			35600.076	17.930	2357.209	49
COMBO 2	1	3.750	0	774.810	17.605	-16.919	7
	2	2.500	0	699.104	17.605	-16.919	7
	3	1.250	0	623.397	17.605	-16.919	7
	4	0.000	0	547.690	17.605	-16.919	7
	5	-1.250	0	471.983	17.605	-16.919	7
	6	-2.500	0	396.277	17.605	-16.919	7
	7	-3.750	0	320.570	17.605	-16.919	7
	계			26836.816	862.642	17719.130	49
COMBO 3	1	3.750	0	584.890	16.812	-16.446	7
	2	2.500	0	515.712	16.812	-16.446	7
	3	1.250	0	446.533	16.812	-16.446	7
	4	0.000	0	377.355	16.812	-16.446	7
	5	-1.250	0	308.177	16.812	-16.446	7
	6	-2.500	0	238.999	16.812	-16.446	7
	7	-3.750	0	169.820	16.812	-16.446	7
	계			18490.401	823.765	16142.837	49
COMBO 4	1	3.750	0	889.602	41.657	-29.251	7
	2	2.500	0	733.501	41.657	-29.251	7
	3	1.250	0	577.401	41.657	-29.251	7
	4	0.000	0	421.300	41.657	-29.251	7
	5	-1.250	0	265.200	41.657	-29.251	7
	6	-2.500	0	109.099	41.657	-29.251	7
	7	-3.750	0	-47.002	41.657	-29.251	7
	계			20643.705	2041.208	36811.348	49

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : SV005

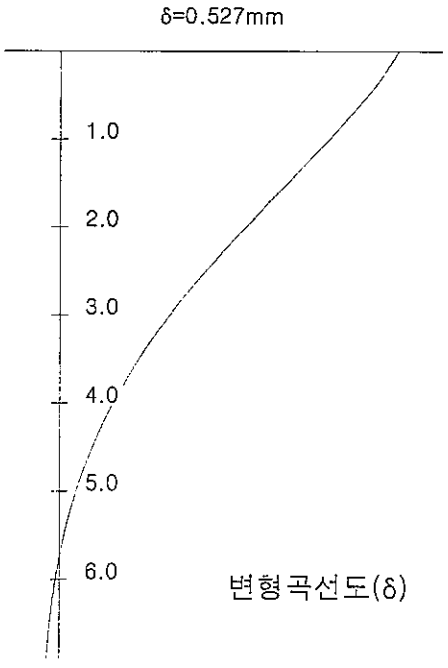
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

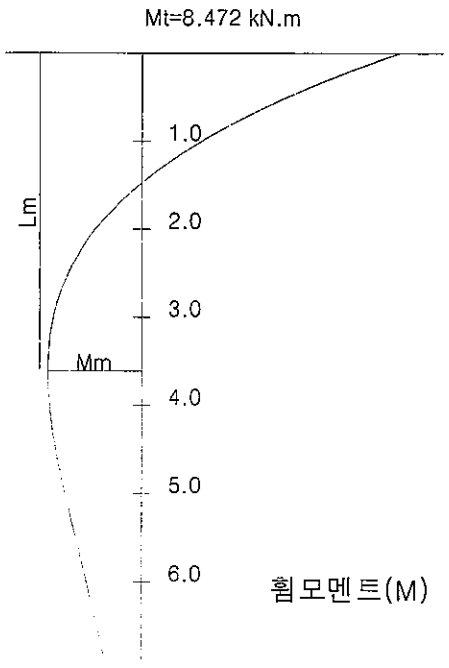
- 최대모멘트 및 깊이 : -3.086 kN.m, 3.611 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.527 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.527 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	8.472	-8.291	0.527	
0.460	5.051	-6.609	0.484	
0.920	2.367	-5.090	0.429	
1.380	0.339	-3.761	0.370	
1.840	-1.124	-2.632	0.310	
2.300	-2.113	-1.700	0.252	
2.760	-2.717	-0.953	0.199	
3.220	-3.016	-0.374	0.151	
3.680	-3.084	0.056	0.110	
4.140	-2.983	0.361	0.075	
4.600	-2.768	0.561	0.046	
5.060	-2.481	0.676	0.024	
5.520	-2.156	0.726	0.007	
5.980	-1.820	0.726	-0.006	
6.440	-1.493	0.691	-0.015	
6.900	-1.188	0.633	-0.020	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉯ COMBO 2 : SV026

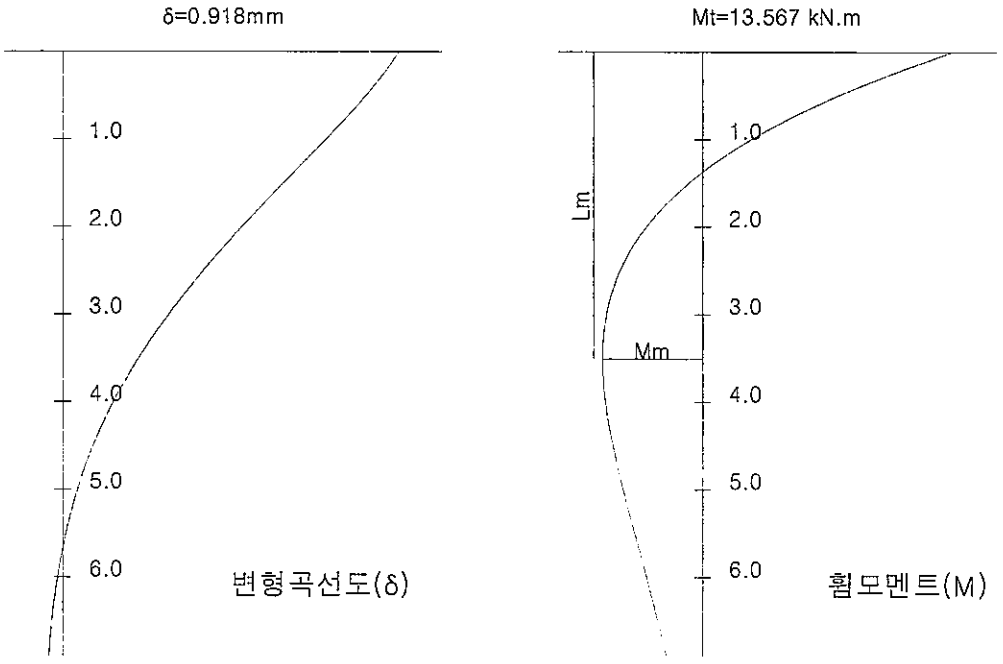
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -5.461 kN.m, 3.511 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.918 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.918 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	13.567	-14.010	0.918	
0.460	7.805	-11.089	0.836	
0.920	3.319	-8.470	0.738	
1.380	-0.040	-6.195	0.632	
1.840	-2.434	-4.273	0.526	
2.300	-4.024	-2.696	0.425	
2.760	-4.963	-1.441	0.332	
3.220	-5.394	-0.477	0.250	
3.680	-5.441	0.234	0.180	
4.140	-5.212	0.730	0.121	
4.600	-4.797	1.048	0.073	
5.060	-4.270	1.224	0.035	
5.520	-3.688	1.291	0.007	
5.980	-3.095	1.276	-0.014	
6.440	-2.522	1.204	-0.028	
6.900	-1.993	1.095	-0.037	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉰ COMBO 3 : SV026

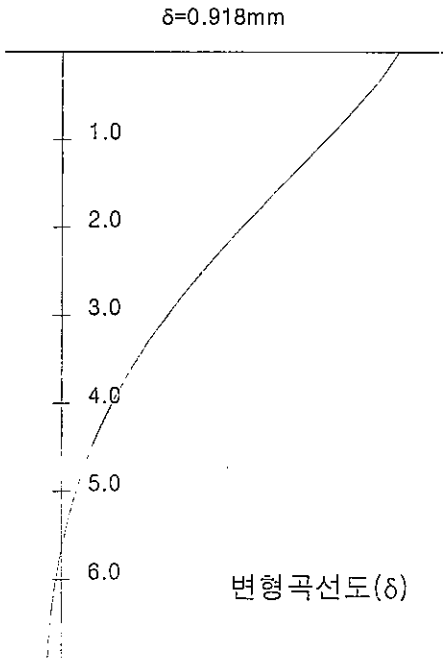
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

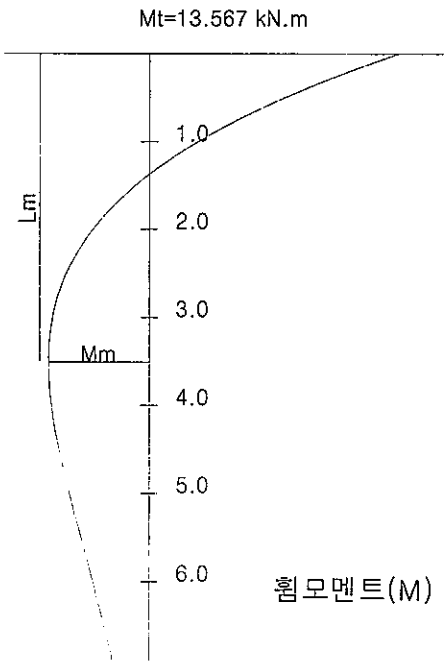
- 최대모멘트 및 깊이 : -5.461 kN.m, 3.511 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.918 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.918 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	13.567	-14.010	0.918	
0.460	7.805	-11.089	0.836	
0.920	3.319	-8.470	0.738	
1.380	-0.040	-6.195	0.632	
1.840	-2.434	-4.273	0.526	
2.300	-4.024	-2.696	0.425	
2.760	-4.963	-1.441	0.332	
3.220	-5.394	-0.477	0.250	
3.680	-5.441	0.234	0.180	
4.140	-5.212	0.730	0.121	
4.600	-4.797	1.048	0.073	
5.060	-4.270	1.224	0.035	
5.520	-3.688	1.291	0.007	
5.980	-3.095	1.276	-0.014	
6.440	-2.522	1.204	-0.028	
6.900	-1.993	1.095	-0.037	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉲ COMBO 4 : SV022

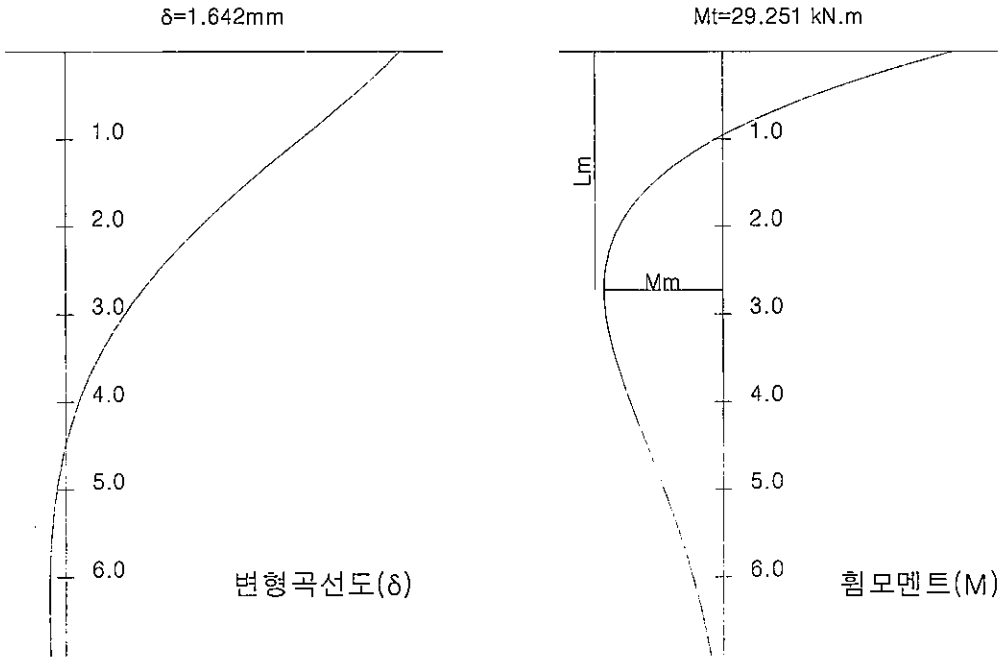
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -14.886 kN.m, 2.724 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.642 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.642 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	29.251	-41.657	1.642	
0.460	12.677	-30.651	1.434	
0.920	0.805	-21.250	1.198	
1.380	-7.135	-13.556	0.959	
1.840	-11.922	-7.520	0.735	
2.300	-14.287	-2.999	0.536	
2.760	-14.882	0.209	0.368	
3.220	-14.262	2.325	0.230	
3.680	-12.877	3.571	0.124	
4.140	-11.078	4.156	0.044	
4.600	-9.127	4.260	-0.011	
5.060	-7.209	4.038	-0.048	
5.520	-5.442	3.616	-0.068	
5.980	-3.898	3.088	-0.078	
6.440	-2.606	2.527	-0.078	
6.900	-1.570	1.982	-0.074	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 1 : ULO01

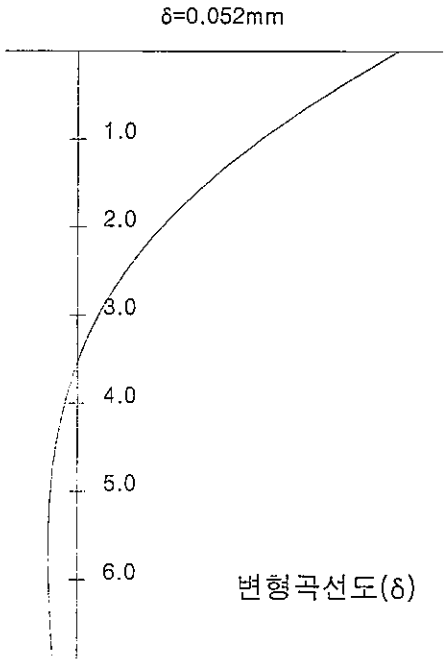
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

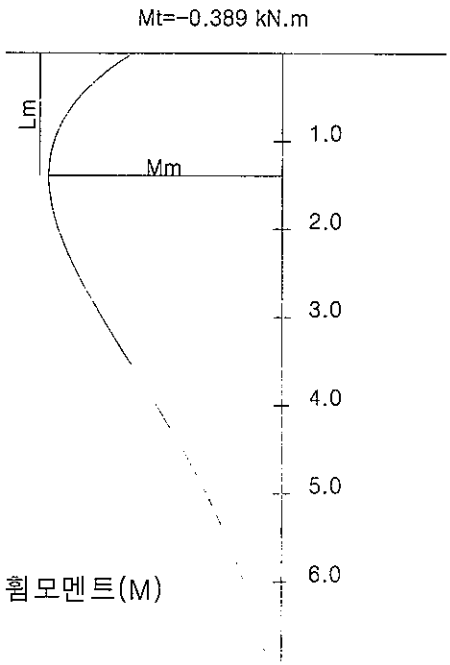
- 최대모멘트 및 깊이 : -0.610 kN.m, 1.392 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.052 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.052 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	-0.389	-0.366	0.052	
0.460	-0.521	-0.212	0.041	
0.920	-0.590	-0.092	0.031	
1.380	-0.610	-0.002	0.023	
1.840	-0.595	0.062	0.016	
2.300	-0.556	0.105	0.010	
2.760	-0.501	0.131	0.005	
3.220	-0.438	0.143	0.002	
3.680	-0.372	0.144	-0.001	
4.140	-0.306	0.138	-0.003	
4.600	-0.245	0.127	-0.004	
5.060	-0.190	0.114	-0.004	
5.520	-0.141	0.098	-0.005	
5.980	-0.099	0.083	-0.005	
6.440	-0.065	0.067	-0.004	
6.900	-0.037	0.053	-0.004	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉯ COMBO 2 : UL004

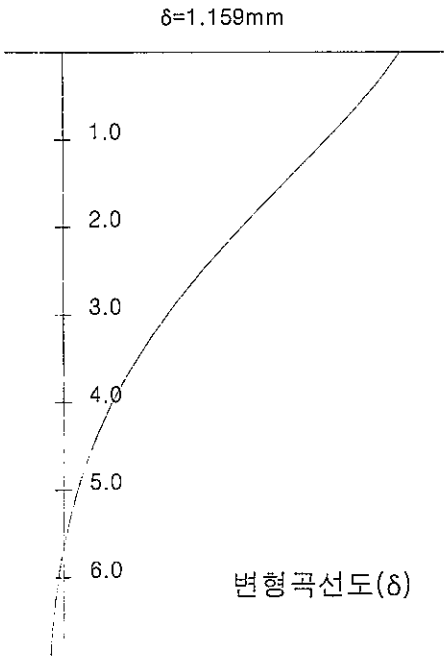
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

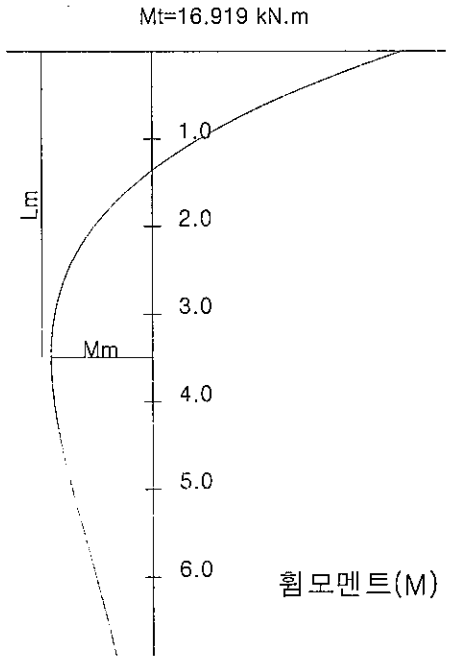
- 최대모멘트 및 깊이 : -6.907 kN.m, 3.497 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.159 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.159 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	16.919	-17.605	1.159	
0.460	9.681	-13.921	1.054	
0.920	4.052	-10.621	0.929	
1.380	-0.158	-7.756	0.795	
1.840	-3.152	-5.338	0.661	
2.300	-5.136	-3.357	0.534	
2.760	-6.303	-1.781	0.417	
3.220	-6.831	-0.572	0.314	
3.680	-6.878	0.318	0.225	
4.140	-6.579	0.938	0.151	
4.600	-6.049	1.334	0.090	
5.060	-5.379	1.553	0.043	
5.520	-4.642	1.633	0.007	
5.980	-3.892	1.612	-0.019	
6.440	-3.169	1.519	-0.036	
6.900	-2.501	1.380	-0.047	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉡ COMBO 3 : UE026

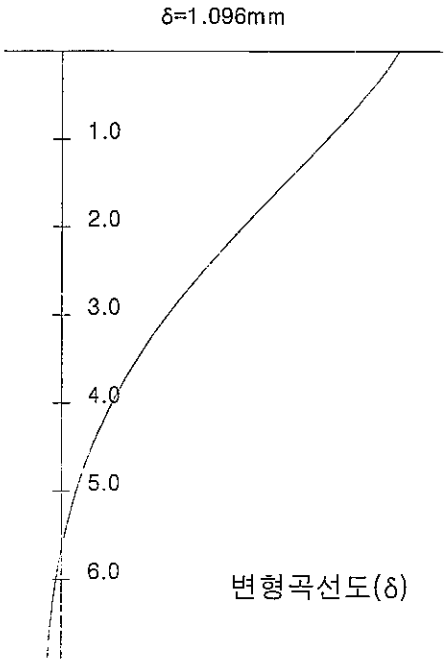
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

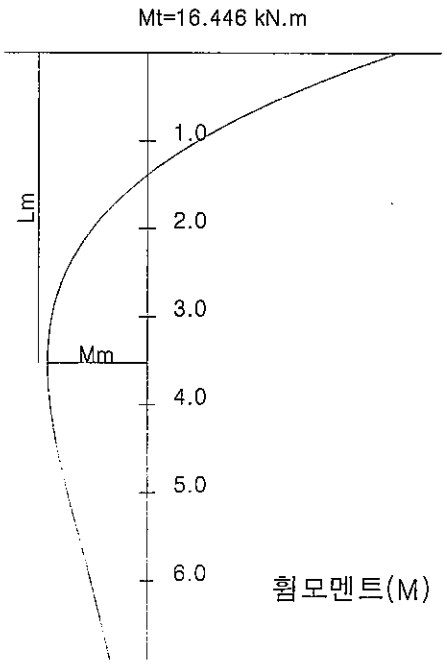
- 최대모멘트 및 깊이 : -6.498 kN.m, 3.529 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.096 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.096 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	16.446	-16.812	1.096	
0.460	9.527	-13.324	0.999	
0.920	4.133	-10.193	0.883	
1.380	0.087	-7.469	0.757	
1.840	-2.803	-5.166	0.630	
2.300	-4.729	-3.274	0.510	
2.760	-5.874	-1.767	0.399	
3.220	-6.407	-0.606	0.301	
3.680	-6.478	0.250	0.217	
4.140	-6.217	0.849	0.146	
4.600	-5.730	1.235	0.089	
5.060	-5.106	1.451	0.043	
5.520	-4.415	1.535	0.009	
5.980	-3.709	1.521	-0.016	
6.440	-3.027	1.437	-0.033	
6.900	-2.394	1.308	-0.044	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉮ COMBO 4 : UL022

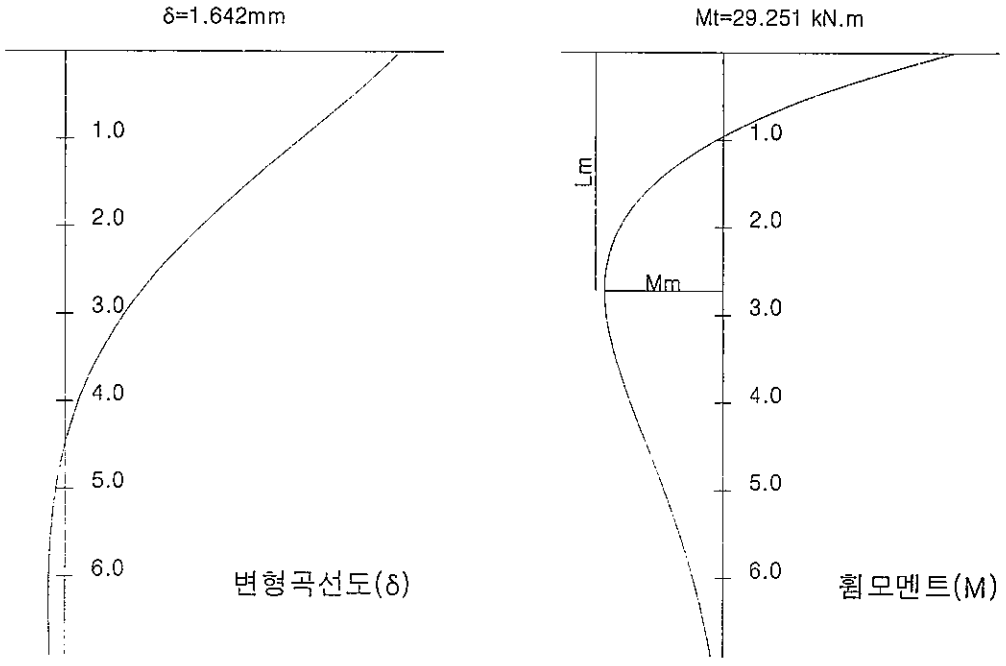
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -14.886 kN.m, 2.724 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.642 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.642 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	29.251	-41.657	1.642	
0.460	12.677	-30.651	1.434	
0.920	0.805	-21.250	1.198	
1.380	-7.135	-13.556	0.959	
1.840	-11.922	-7.520	0.735	
2.300	-14.287	-2.999	0.536	
2.760	-14.882	0.209	0.368	
3.220	-14.262	2.325	0.230	
3.680	-12.877	3.571	0.124	
4.140	-11.078	4.156	0.044	
4.600	-9.127	4.260	-0.011	
5.060	-7.209	4.038	-0.048	
5.520	-5.442	3.616	-0.068	
5.980	-3.898	3.088	-0.078	
6.440	-2.606	2.527	-0.078	
6.900	-1.570	1.982	-0.074	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



② 말뚝머리 힌지일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	9828.616	17442.978	$2EI\beta^3$	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	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	481602.2	854705.9
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{\left(K_v - K_1\right)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	15348504.3	15348504.3
Aya,Aay	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i + K_2\sin\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	95928152.2	95928152.2
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		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)		δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	0.0008436	0.0016106	0.0000729	COMBO 1	0.0000372	0.0023194	0.0000246
COMBO 2	0.0014254	0.0013450	0.0001441	COMBO 2	0.0017912	0.0017485	0.0001847
COMBO 3	0.0014254	0.0013450	0.0001441	COMBO 3	0.0017105	0.0012047	0.0001683
COMBO 4	0.0023882	0.0013450	0.0003837	COMBO 4	0.0023882	0.0013450	0.0003837

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 2.388 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ O.K

다) 말뚝의 작용력과 말뚝머리에서의 반력

▣ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

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

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

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0008436	0.0018839	0.0000729	590.104	8.291	0.000
	2	0.0008436	0.0017928	0.0000729	561.564	8.291	0.000
	3	0.0008436	0.0017017	0.0000729	533.023	8.291	0.000
	4	0.0008436	0.0016106	0.0000729	504.482	8.291	0.000
	5	0.0008436	0.0015194	0.0000729	475.942	8.291	0.000
	6	0.0008436	0.0014283	0.0000729	447.401	8.291	0.000
	7	0.0008436	0.0013372	0.0000729	418.861	8.291	0.000
COMBO 2	1	0.0014254	0.0018853	0.0001441	590.538	14.010	0.000
	2	0.0014254	0.0017052	0.0001441	534.125	14.010	0.000
	3	0.0014254	0.0015251	0.0001441	477.713	14.010	0.000
	4	0.0014254	0.0013450	0.0001441	421.300	14.010	0.000
	5	0.0014254	0.0011649	0.0001441	364.888	14.010	0.000
	6	0.0014254	0.0009848	0.0001441	308.475	14.010	0.000
	7	0.0014254	0.0008047	0.0001441	252.063	14.010	0.000
COMBO 3	1	0.0014254	0.0018853	0.0001441	590.538	14.010	0.000
	2	0.0014254	0.0017052	0.0001441	534.125	14.010	0.000
	3	0.0014254	0.0015251	0.0001441	477.713	14.010	0.000
	4	0.0014254	0.0013450	0.0001441	421.300	14.010	0.000
	5	0.0014254	0.0011649	0.0001441	364.888	14.010	0.000
	6	0.0014254	0.0009848	0.0001441	308.475	14.010	0.000
	7	0.0014254	0.0008047	0.0001441	252.063	14.010	0.000
COMBO 4	1	0.0023882	0.0027840	0.0003837	872.051	41.657	0.000
	2	0.0023882	0.0023043	0.0003837	721.801	41.657	0.000
	3	0.0023882	0.0018247	0.0003837	571.551	41.657	0.000
	4	0.0023882	0.0013450	0.0003837	421.300	41.657	0.000
	5	0.0023882	0.0008653	0.0003837	271.050	41.657	0.000
	6	0.0023882	0.0003857	0.0003837	120.799	41.657	0.000
	7	0.0023882	-0.0000940	0.0003837	-29.451	41.657	0.000

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0000372	0.0024116	0.0000246	755.396	0.366	0.000
	2	0.0000372	0.0023809	0.0000246	745.775	0.366	0.000
	3	0.0000372	0.0023502	0.0000246	736.153	0.366	0.000
	4	0.0000372	0.0023194	0.0000246	726.532	0.366	0.000
	5	0.0000372	0.0022887	0.0000246	716.911	0.366	0.000
	6	0.0000372	0.0022580	0.0000246	707.290	0.366	0.000
	7	0.0000372	0.0022273	0.0000246	697.668	0.366	0.000
COMBO 2	1	0.0017912	0.0024412	0.0001847	764.659	17.605	0.000
	2	0.0017912	0.0022103	0.0001847	692.336	17.605	0.000
	3	0.0017912	0.0019794	0.0001847	620.013	17.605	0.000
	4	0.0017912	0.0017485	0.0001847	547.690	17.605	0.000
	5	0.0017912	0.0015176	0.0001847	475.367	17.605	0.000
	6	0.0017912	0.0012867	0.0001847	403.044	17.605	0.000
	7	0.0017912	0.0010558	0.0001847	330.721	17.605	0.000
COMBO 3	1	0.0017105	0.0018358	0.0001683	575.023	16.812	0.000
	2	0.0017105	0.0016254	0.0001683	509.133	16.812	0.000
	3	0.0017105	0.0014151	0.0001683	443.244	16.812	0.000
	4	0.0017105	0.0012047	0.0001683	377.355	16.812	0.000
	5	0.0017105	0.0009944	0.0001683	311.466	16.812	0.000
	6	0.0017105	0.0007840	0.0001683	245.577	16.812	0.000
	7	0.0017105	0.0005737	0.0001683	179.688	16.812	0.000
COMBO 4	1	0.0023882	0.0027840	0.0003837	872.051	41.657	0.000
	2	0.0023882	0.0023043	0.0003837	721.801	41.657	0.000
	3	0.0023882	0.0018247	0.0003837	571.551	41.657	0.000
	4	0.0023882	0.0013450	0.0003837	421.300	41.657	0.000
	5	0.0023882	0.0008653	0.0003837	271.050	41.657	0.000
	6	0.0023882	0.0003857	0.0003837	120.799	41.657	0.000
	7	0.0023882	-0.0000940	0.0003837	-29.451	41.657	0.000

▣ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

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

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

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

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.750	0	590.104	8.291	0.000	7
	2	2.500	0	561.564	8.291	0.000	7
	3	1.250	0	533.023	8.291	0.000	7
	4	0.000	0	504.482	8.291	0.000	7
	5	-1.250	0	475.942	8.291	0.000	7
	6	-2.500	0	447.401	8.291	0.000	7
	7	-3.750	0	418.861	8.291	0.000	7
	계			24719.640	406.280	0.000	49
COMBO 2	1	3.750	0	590.538	14.010	0.000	7
	2	2.500	0	534.125	14.010	0.000	7
	3	1.250	0	477.713	14.010	0.000	7
	4	0.000	0	421.300	14.010	0.000	7
	5	-1.250	0	364.888	14.010	0.000	7
	6	-2.500	0	308.475	14.010	0.000	7
	7	-3.750	0	252.063	14.010	0.000	7
	계			20643.705	686.471	0.000	49
COMBO 3	1	3.750	0	590.538	14.010	0.000	7
	2	2.500	0	534.125	14.010	0.000	7
	3	1.250	0	477.713	14.010	0.000	7
	4	0.000	0	421.300	14.010	0.000	7
	5	-1.250	0	364.888	14.010	0.000	7
	6	-2.500	0	308.475	14.010	0.000	7
	7	-3.750	0	252.063	14.010	0.000	7
	계			20643.705	686.471	0.000	49
COMBO 4	1	3.750	0	872.051	41.657	0.000	7
	2	2.500	0	721.801	41.657	0.000	7
	3	1.250	0	571.551	41.657	0.000	7
	4	0.000	0	421.300	41.657	0.000	7
	5	-1.250	0	271.050	41.657	0.000	7
	6	-2.500	0	120.799	41.657	0.000	7
	7	-3.750	0	-29.451	41.657	0.000	7
	계			20643.705	2041.208	0.000	49

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.750	0	755.396	0.366	0.000	7
	2	2.500	0	745.775	0.366	0.000	7
	3	1.250	0	736.153	0.366	0.000	7
	4	0.000	0	726.532	0.366	0.000	7
	5	-1.250	0	716.911	0.366	0.000	7
	6	-2.500	0	707.290	0.366	0.000	7
	7	-3.750	0	697.668	0.366	0.000	7
	계			35600.076	17.930	0.000	49
COMBO 2	1	3.750	0	764.659	17.605	0.000	7
	2	2.500	0	692.336	17.605	0.000	7
	3	1.250	0	620.013	17.605	0.000	7
	4	0.000	0	547.690	17.605	0.000	7
	5	-1.250	0	475.367	17.605	0.000	7
	6	-2.500	0	403.044	17.605	0.000	7
	7	-3.750	0	330.721	17.605	0.000	7
	계			26836.816	862.642	0.000	49
COMBO 3	1	3.750	0	575.023	16.812	0.000	7
	2	2.500	0	509.133	16.812	0.000	7
	3	1.250	0	443.244	16.812	0.000	7
	4	0.000	0	377.355	16.812	0.000	7
	5	-1.250	0	311.466	16.812	0.000	7
	6	-2.500	0	245.577	16.812	0.000	7
	7	-3.750	0	179.688	16.812	0.000	7
	계			18490.401	823.765	0.000	49
COMBO 4	1	3.750	0	872.051	41.657	0.000	7
	2	2.500	0	721.801	41.657	0.000	7
	3	1.250	0	571.551	41.657	0.000	7
	4	0.000	0	421.300	41.657	0.000	7
	5	-1.250	0	271.050	41.657	0.000	7
	6	-2.500	0	120.799	41.657	0.000	7
	7	-3.750	0	-29.451	41.657	0.000	7
	계			20643.705	2041.208	0.000	49

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : SV005

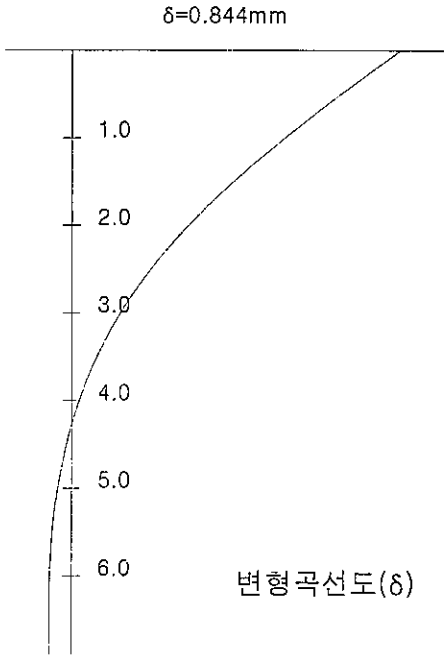
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

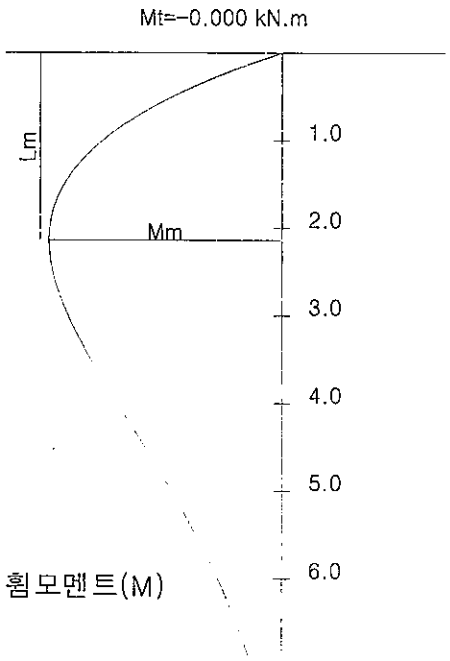
- 최대모멘트 및 깊이 : -7.275 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.844 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.844 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-8.291	0.844	
0.460	-3.206	-5.724	0.702	
0.920	-5.337	-3.618	0.568	
1.380	-6.600	-1.940	0.444	
1.840	-7.182	-0.651	0.335	
2.300	-7.250	0.300	0.240	
2.760	-6.949	0.964	0.162	
3.220	-6.399	1.391	0.098	
3.680	-5.698	1.629	0.047	
4.140	-4.924	1.719	0.009	
4.600	-4.133	1.701	-0.019	
5.060	-3.371	1.606	-0.037	
5.520	-2.664	1.461	-0.049	
5.980	-2.031	1.286	-0.055	
6.440	-1.482	1.100	-0.057	
6.900	-1.019	0.914	-0.055	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉯ COMBO 2 : SV026

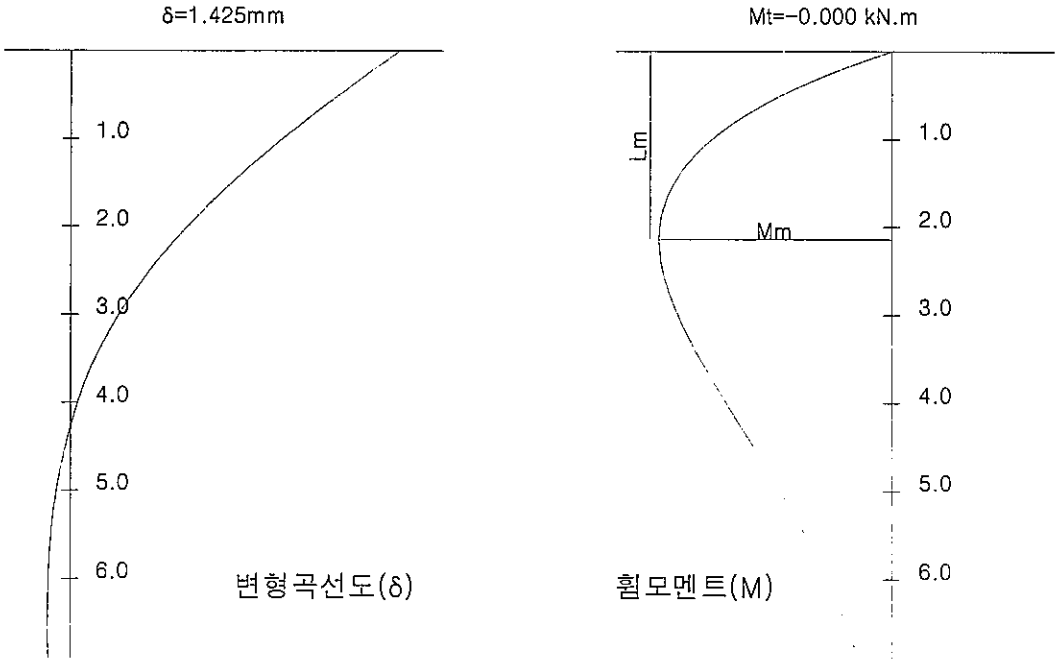
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -12.293 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.425 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.425 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-14.010	1.425	
0.460	-5.416	-9.672	1.187	
0.920	-9.018	-6.112	0.959	
1.380	-11.151	-3.279	0.750	
1.840	-12.135	-1.099	0.566	
2.300	-12.250	0.508	0.406	
2.760	-11.742	1.629	0.273	
3.220	-10.813	2.351	0.165	
3.680	-9.628	2.752	0.080	
4.140	-8.319	2.905	0.015	
4.600	-6.984	2.874	-0.031	
5.060	-5.695	2.713	-0.063	
5.520	-4.501	2.468	-0.083	
5.980	-3.432	2.174	-0.093	
6.440	-2.504	1.859	-0.096	
6.900	-1.722	1.545	-0.093	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉡ COMBO 3 : SV026

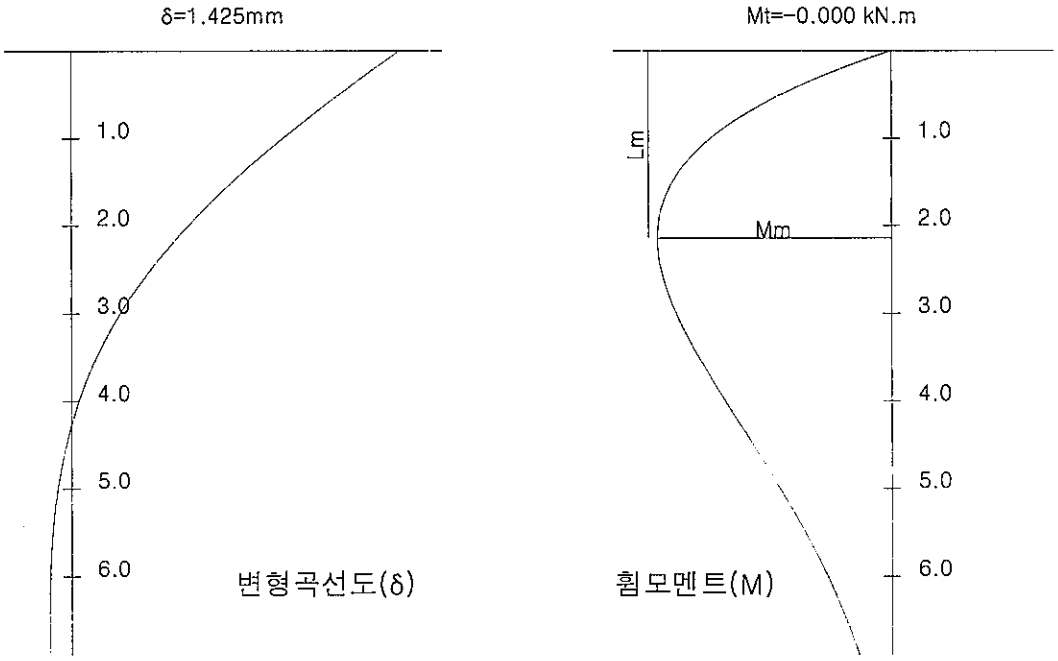
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -12.293 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.425 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.425 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-14.010	1.425	
0.460	-5.416	-9.672	1.187	
0.920	-9.018	-6.112	0.959	
1.380	-11.151	-3.279	0.750	
1.840	-12.135	-1.099	0.566	
2.300	-12.250	0.508	0.406	
2.760	-11.742	1.629	0.273	
3.220	-10.813	2.351	0.165	
3.680	-9.628	2.752	0.080	
4.140	-8.319	2.905	0.015	
4.600	-6.984	2.874	-0.031	
5.060	-5.695	2.713	-0.063	
5.520	-4.501	2.468	-0.083	
5.980	-3.432	2.174	-0.093	
6.440	-2.504	1.859	-0.096	
6.900	-1.722	1.545	-0.093	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 4 : SV022

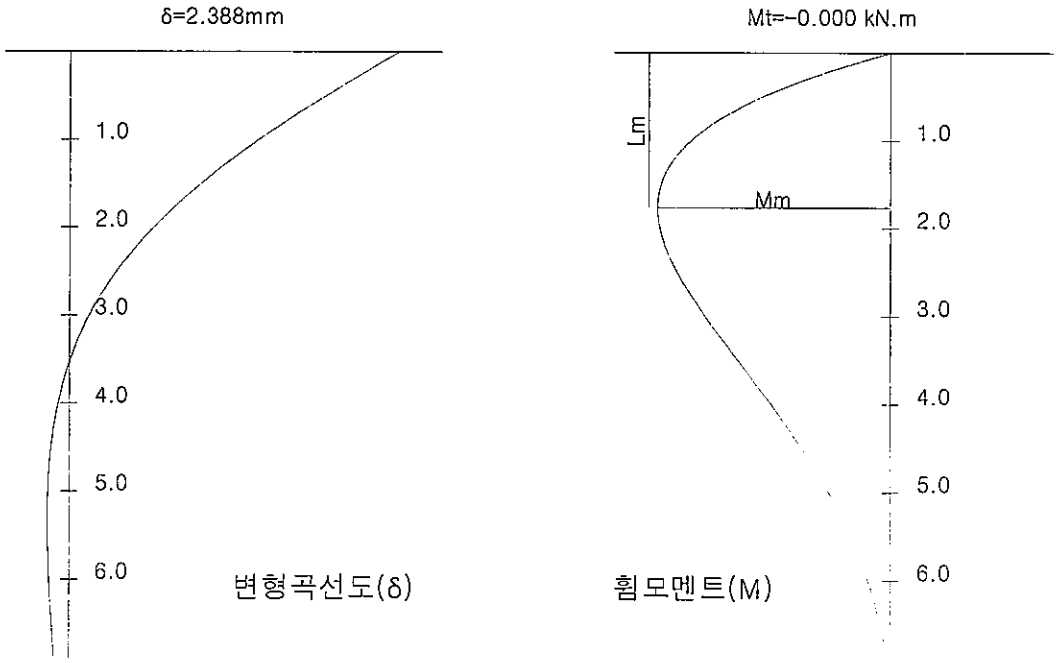
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -30.190 kN.m, 1.766 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.388 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.388 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-41.657	2.388	
0.460	-15.508	-26.342	1.906	
0.920	-24.748	-14.372	1.455	
1.380	-29.196	-5.442	1.057	
1.840	-30.158	0.861	0.720	
2.300	-28.738	4.988	0.447	
2.760	-25.833	7.388	0.235	
3.220	-22.141	8.478	0.079	
3.680	-18.178	8.623	-0.031	
4.140	-14.305	8.131	-0.101	
4.600	-10.757	7.249	-0.141	
5.060	-7.666	6.169	-0.158	
5.520	-5.090	5.030	-0.159	
5.980	-3.032	3.931	-0.148	
6.440	-1.458	2.932	-0.131	
6.900	-0.313	2.069	-0.111	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 1 : UL001

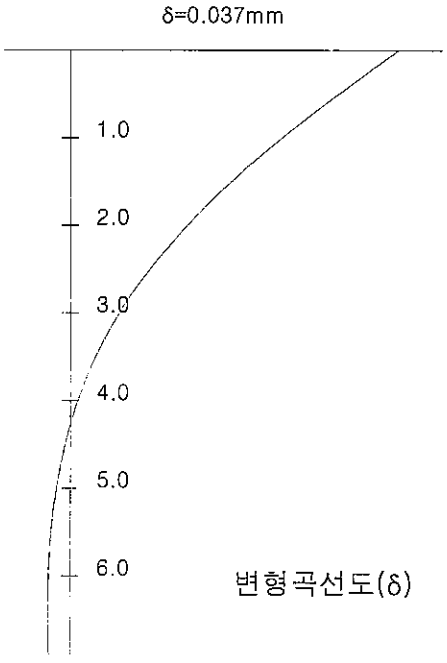
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

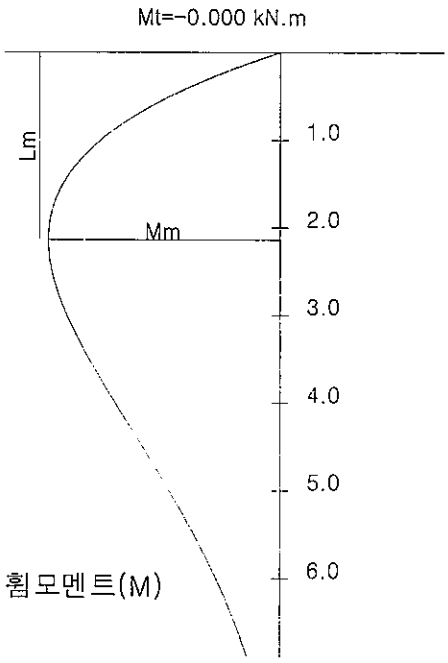
- 최대모멘트 및 깊이 : -0.321 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.037 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.037 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-0.366	0.037	
0.460	-0.141	-0.253	0.031	
0.920	-0.236	-0.160	0.025	
1.380	-0.291	-0.086	0.020	
1.840	-0.317	-0.029	0.015	
2.300	-0.320	0.013	0.011	
2.760	-0.307	0.043	0.007	
3.220	-0.282	0.061	0.004	
3.680	-0.251	0.072	0.002	
4.140	-0.217	0.076	0.000	
4.600	-0.182	0.075	-0.001	
5.060	-0.149	0.071	-0.002	
5.520	-0.118	0.064	-0.002	
5.980	-0.090	0.057	-0.002	
6.440	-0.065	0.049	-0.002	
6.900	-0.045	0.040	-0.002	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉯ COMBO 2 : UL004

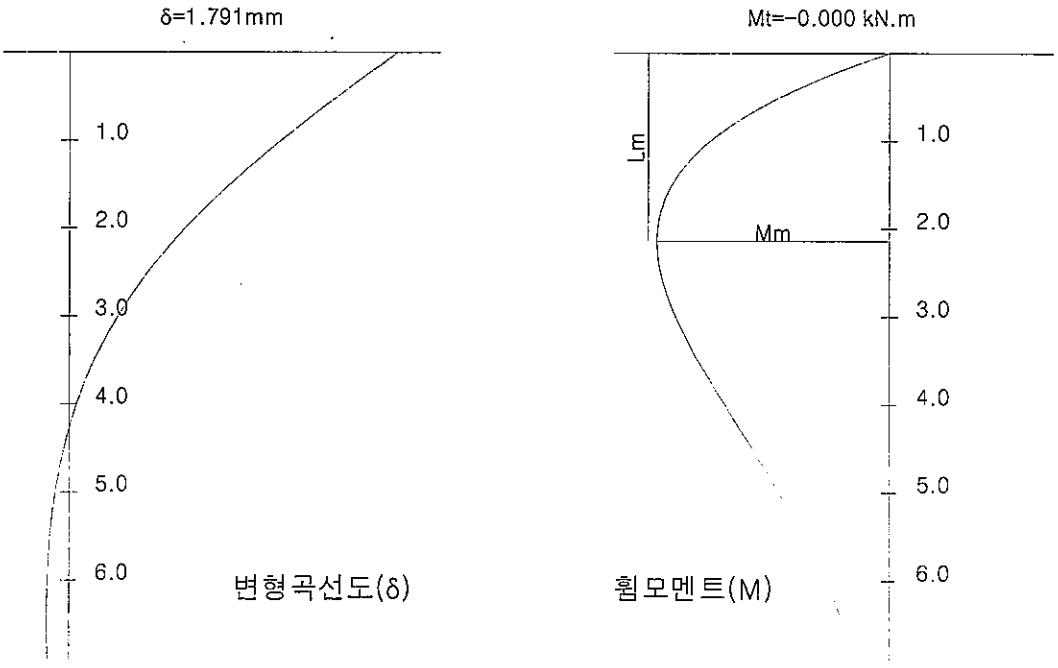
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -15.447 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.791 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.791 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-17.605	1.791	
0.460	-6.806	-12.155	1.491	
0.920	-11.332	-7.681	1.205	
1.380	-14.013	-4.120	0.943	
1.840	-15.249	-1.382	0.711	
2.300	-15.394	0.638	0.511	
2.760	-14.755	2.047	0.343	
3.220	-13.588	2.954	0.207	
3.680	-12.099	3.458	0.101	
4.140	-10.454	3.650	0.019	
4.600	-8.776	3.612	-0.039	
5.060	-7.156	3.410	-0.079	
5.520	-5.656	3.101	-0.104	
5.980	-4.313	2.731	-0.117	
6.440	-3.147	2.336	-0.120	
6.900	-2.164	1.941	-0.117	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉡ COMBO 3 : UE026

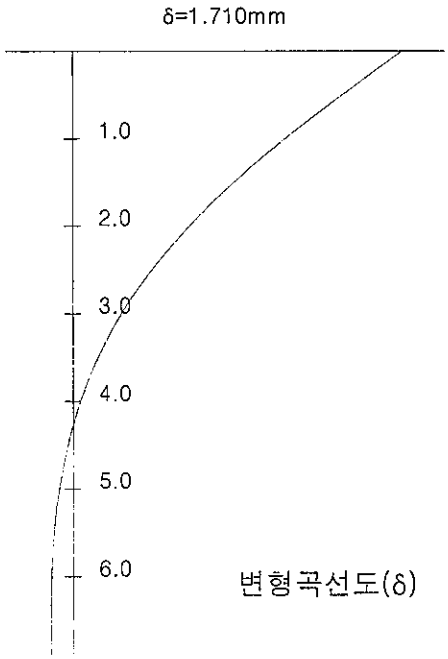
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

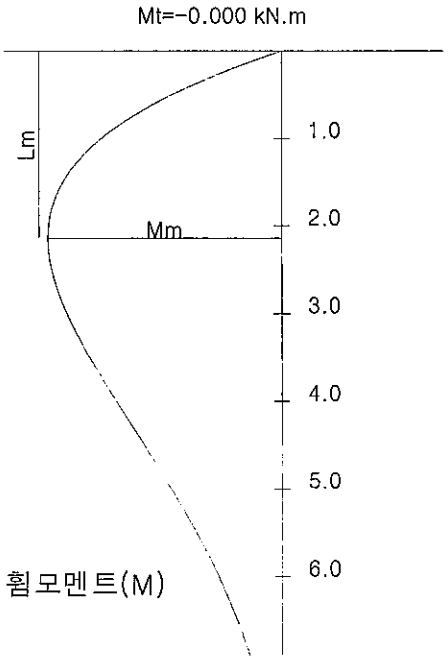
- 최대모멘트 및 깊이 : -14.751 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.710 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.710 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-16.812	1.710	
0.460	-6.500	-11.607	1.424	
0.920	-10.821	-7.335	1.151	
1.380	-13.381	-3.934	0.901	
1.840	-14.562	-1.319	0.679	
2.300	-14.701	0.609	0.488	
2.760	-14.090	1.955	0.328	
3.220	-12.975	2.821	0.198	
3.680	-11.554	3.302	0.096	
4.140	-9.983	3.486	0.019	
4.600	-8.381	3.449	-0.038	
5.060	-6.834	3.256	-0.076	
5.520	-5.401	2.961	-0.099	
5.980	-4.118	2.608	-0.111	
6.440	-3.005	2.231	-0.115	
6.900	-2.066	1.854	-0.111	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉲ COMBO 4 : ULO22

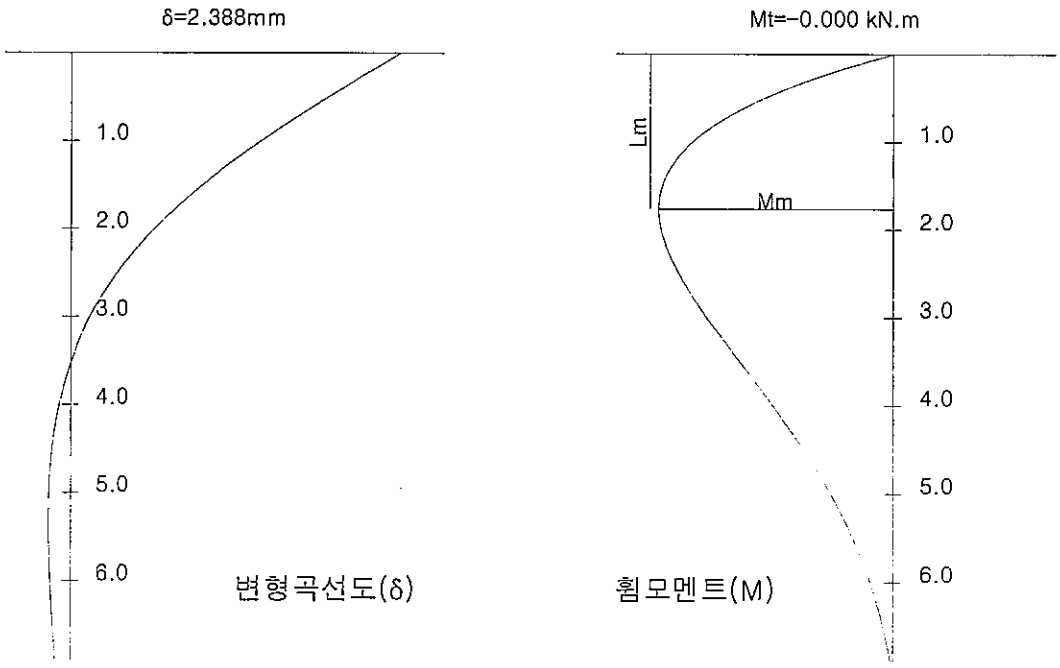
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -30.190 kN.m, 1.766 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.388 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.388 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-41.657	2.388	
0.460	-15.508	-26.342	1.906	
0.920	-24.748	-14.372	1.455	
1.380	-29.196	-5.442	1.057	
1.840	-30.158	0.861	0.720	
2.300	-28.738	4.988	0.447	
2.760	-25.833	7.388	0.235	
3.220	-22.141	8.478	0.079	
3.680	-18.178	8.623	-0.031	
4.140	-14.305	8.131	-0.101	
4.600	-10.757	7.249	-0.141	
5.060	-7.666	6.169	-0.158	
5.520	-5.090	5.030	-0.159	
5.980	-3.032	3.931	-0.148	
6.440	-1.458	2.932	-0.131	
6.900	-0.313	2.069	-0.111	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



5) 말뚝의 안정성 검토

① 말뚝의 허용지지력 검토

가) 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 마찰지지 말뚝

Ra = r/n x (Ru - Ws) + Ws - W

Ra1 = 1730.000 kN (평상시) : 『별첨자료』 참조

Ra2 = 2595.000 kN (지진시) : 『별첨자료』 참조

말뚝의 주면장 U = π x 0.500 = 1.571 m

U	N-치	토질분류	토층심도	f(kN/m²)	주면마찰력(U*f*L)
1.571	10.000	사질토	5.381	20.000	169.046
1.571	50.000	사질토	1.000	100.000	157.080
1.571	50.000	사질토	0.519	100.000	81.538
계	-	-	-	-	407.665

N≤2 의 지반에는 주면 마찰력을 고려하지 않는다.

나) 말뚝의 허용 수평변위 검토

평상시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 1.4254 mm 0.K

지진시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 2.3882 mm 0.K

다) 말뚝의 허용인발력

Pa = 1/n x Pu + W ; Pu : 주면마찰력(kN), W : 수중말뚝의 중량

W = π x (0.500² - 0.340²)/ 4 x (25.00-10.00) x 6.900

= 10.925 kN

Pa1 = 1/3.0 x 407.665 + 10.92 = 146.813 kN (평상시)

Pa2 = 1/2.0 x 407.665 + 10.92 = 214.758 kN (지진시)

라) 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	595.187	413.777	1730.000	146.813	O.K
	HINGE	590.104	418.861	1730.000	146.813	O.K
COMBO 2	FIX	598.678	243.922	1730.000	146.813	O.K
	HINGE	590.538	252.063	1730.000	146.813	O.K
COMBO 3	FIX	598.678	243.922	1730.000	146.813	O.K
	HINGE	590.538	252.063	1730.000	146.813	O.K
COMBO 4	FIX	889.602	-47.002	2595.000	214.758	O.K
	HINGE	872.051	-29.451	2595.000	214.758	O.K

② 말뚝의 응력 검토

가) 말뚝의 이음과 장경비에 따른 허용응력의 감소율 검토
: 『도로교설계기준 해설(하부구조편)』 P223 참조
사용 PILE 본당 길이 : 15.00 m / 본
PILE 길이 : 7.00 m
이음개소수 : 0 개소
말뚝이음에 의한 허용응력 감소율 : 0.00%
장경비 (L/D) = 6.90/0.500 = 13.800 < 85 이므로 장경비에 따른 감소 없음.

따라서 허용응력의 총 감소율은 0.00% 적용

나) 말뚝의 휨응력 검토
허용 휨압축응력 fca = 28.000 MPa (평상시)
= 42.000 MPa (지진시)
허용 휨인장응력 fta = 0.000 MPa (평상시)
= -5.000 MPa (지진시)

f = fce ± M/Ze + V/Ae
= 4.104 ± M / 9906000.0 + V / 108500.0

구 분		V(kN)	M(kN.m)	fc	fca	ft	fta	비 고
COMBO 1	FIX	595.187	8.472	10.445	28.00	8.734	0.00	O.K
	HINGE	590.104	7.275	10.277	28.00	8.808	0.00	O.K
COMBO 2	FIX	598.678	13.567	10.991	28.00	8.252	0.00	O.K
	HINGE	590.538	12.293	10.788	28.00	8.306	0.00	O.K
COMBO 3	FIX	598.678	13.567	10.991	28.00	8.252	0.00	O.K
	HINGE	590.538	12.293	10.788	28.00	8.306	0.00	O.K
COMBO 4	FIX	889.602	29.251	15.256	42.00	9.350	-5.00	O.K
	HINGE	872.051	30.190	15.189	42.00	9.094	-5.00	O.K

다) 말뚝의 전단응력 검토

τsa = 0.850 MPa (평상시)

= 1.250 MPa (지진시)

τ = α x Ho / Ap

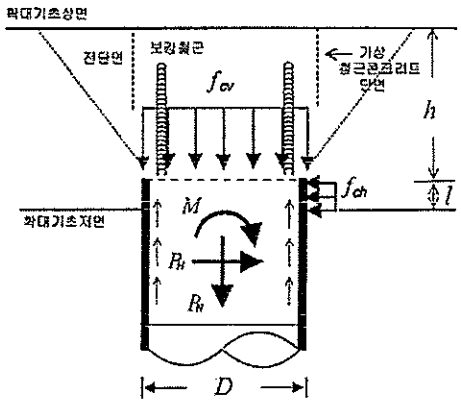
α = 4 x (D^2 + D×d + d^2) / (3 x (D^2 + d^2))

= 4 x (500.0^2 + 500.0×340.0 + 340.0^2) / (3 x (500.0^2 + 340.0^2))

= 1.953 : 전단형상계수

구 분		H(kN)	τ	τsa	비 고
COMBO 1	FIX	8.291	0.149	0.850	O.K
	HINGE	8.291	0.149	0.850	O.K
COMBO 2	FIX	14.010	0.252	0.850	O.K
	HINGE	14.010	0.252	0.850	O.K
COMBO 3	FIX	14.010	0.252	0.850	O.K
	HINGE	14.010	0.252	0.850	O.K
COMBO 4	FIX	41.657	0.750	1.250	O.K
	HINGE	41.657	0.750	1.250	O.K

6) 말뚝과 확대기초의 결합부 검토



① 압입력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수직지압응력

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

fck : 콘크리트의 설계기준강도(MPa)
PNmax : 상시와 지진시, 말뚝 머리에 작용하는 가장 큰 수직력(N)
D : 말뚝의 외경(mm)
fca : 상시,콘크리트의 허용지압응력 = 0.25fck (MPa), (해설표 참고)
fca' : 지진시, 콘크리트의 허용지압응력 = 1.33 × (0.25fck) (MPa)

-해설 표. 확대기초의 허용지압응력, fca(MPa)

설계기준강도 (fck,MPa)		21	24	27	30
허용지압응력 (fca,MPa)	상시 (fca)	5.25	6.00	6.75	7.50
	지진시 (fca')	6.98	7.98	8.98	9.98

* 수직지압응력(fcv) 검토 (상시)
fcv = 598678.1 / (π/4 x 500 ²)
= 3.049 MPa ≤ fca = 6.750 MPa ∴ O.K
* 수직지압응력(fcv) 검토 (지진시)
fcv = 889601.9 / (π/4 x 500 ²)
= 4.531 MPa ≤ fca' = 8.978 MPa ∴ O.K

b. 확대기초 콘크리트의 압발전단응력

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

τa3 : 상시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) ,(해설표 참조)
τa3' : 지진시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) ,(해설표 참조)
h : 확대기초의 유효두께 (mm)

-해설 표. 확대기초의 허용수직압발전단응력, τa3(MPa)

콘크리트의 설계기준강도 fck		21	24	27	30
허용압발 전단응력	상시 (τa3)	0.85	0.90	0.95	1.00
	지진시 (τa3')	1.131	1.197	1.264	1.330

* 압발전단응력(τv) 검토 (상시)
τv = 598678.1 / {π x (500 + 2200) x 2200 }
= 0.032 MPa ≤ τa3 = 0.950 MPa ∴ O.K
* 압발전단응력(τv) 검토 (지진시)
τv = 889601.9 / {π x (500 + 2200) x 2200 }
= 0.048 MPa ≤ τa3' = 1.264 MPa ∴ O.K

② 인발력에 대한 검토
원칙적으로 인발력에 대한 검토는 하지 않아도 된다. [도로교 설계기준 해설(하부구조편) P292]

③ 수평력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수평지압응력

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

PHmax : 상시와 지진시, 말뚝머리에 작용하는 최대 말뚝축직각방향력 (N)
l : 말뚝의 매입길이 = 100 mm

* 수평지압응력(fch) 검토 (상시)
fch = 14009.613 / (500 x 100)
= 0.280 MPa ≤ fca = 6.750 MPa ∴ O.K
* 수평지압응력(fch) 검토 (지진시)
fch = 41657.306 / (500 x 100)
= 0.833 MPa ≤ fca' = 8.978 MPa ∴ O.K

b. 확대기초 단부 말뚝에 대한 수평압발전단응력

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

h' : 수평방향의 압발전단에 저항하는 확대기초의 유효두께 (m)

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (상시)

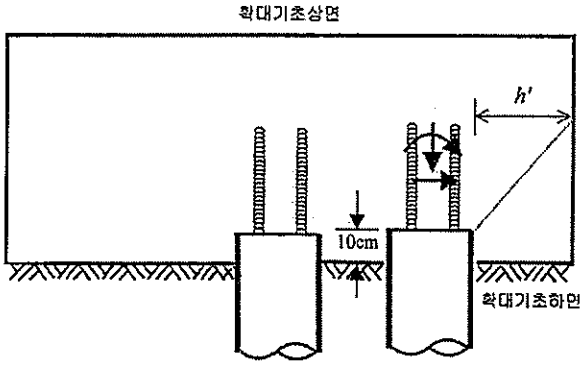
τh = 14009.613 / {400 x (200 + 500 + 800)}

= 0.023 MPa ≤ τa3 = 0.950 MPa ∴ O.K

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (지진시)

τh = 41657.306 / {400 x (200 + 500 + 800)}

= 0.069 MPa ≤ τa3' = 1.264 MPa ∴ O.K



④ 철근정착

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

fsa1 : 이형철근의 허용인장응력 (MPa) ,(해설표 참조)
Ast : 이형철근의 공칭단면적 (㎟) ,(해설표 참조)
U : 이형철근의 공칭둘레길이 (mm)
τoa : 콘크리트의 허용부착응력 (MPa) ,(해설표 참조)
d1 : 이형철근의 공칭지름 (mm)

- 해설 표. 이형철근의 허용응력, fsa1 (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, Ast(㎟)	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, τoa (MPa)

콘크리트의 설계기준강도 (fck)	21.0	24.0	27.0	30.0
이형철근과 콘크리트의 허용부착응력 (τoa)	1.4	1.6	1.7	1.8

* 철근의 정착길이
일반적으로, Lo ≥ Lomin = 35d1 로 하는 것이 좋다. Lomin = 35 x 19.1 = 668.5 mm
Lo = 150.000 x 286.500 / (1.700 x 60.000) = 421.324 (≤ 668.500)
= 668.5 (mm)
이때, 정착길이는 다음을 만족하여야 한다.
L ≥ Lo + D/2 = 668.5 + 500/2 = 918.5 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 (㎟)
A2 : 지지면적 (㎟)

* 연직지압강도
ϕVn = 0.700 x (0.85 x 27.0 x 196349.5)
= 3154355.374 N ≥ PNmax = 774810.197 N ∴ O.K

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)
bp : π × (말뚝직경 + d)

* PUNCHING 전단강도
ϕVn = 0.800 x (⅓ x √27.0 x 8325.2 x 2150)
= 24801892.507 N ≥ PNmax = 774810.197 N ∴ O.K

14. PILE 교축방향 검토

1) 설계조건

① 말뚝의 제원

말뚝 종류	직경(mm)	두께(mm)	종별	길이(m)
내부굴착PC.PHC말뚝	500	80	A	6.900

※ 말뚝길이는 기초평면에 묻힌 100mm는 제외한 길이로 계산한다.

콘크리트 설계기준강도 fck = 80.0 MPa

콘크리트 탄성계수 Ep = 40000.0 MPa

유효프리스트레스 fce = 4.1 MPa

콘크리트 환산단면적 Ae = 0.109 m^2

환산 단면2차모멘트 Ie = 0.0025 m^4

환산 단면계수 Ze = 0.0099 m^3

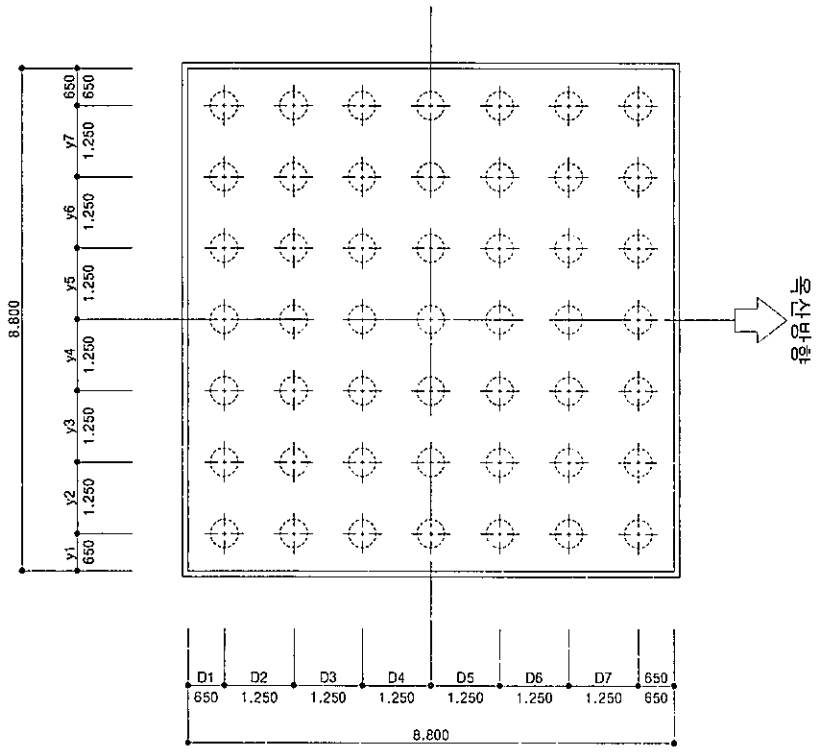
말뚝 머리의 평균 N치 N = 10

말뚝 선단의 평균 N치 N = 30

말뚝 선단의 근입깊이 Df = 1.0 m

원지반으로부터 돌출된 길이 h = 0.0 m

② 말뚝의 배치



2) 말뚝도심에서의 작용하중

구 분		Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	비 고
사용하중	COMBO 1	24719.640	479.951	10975.391	SVB09
	COMBO 2	24719.640	479.951	10975.391	SVB09
	COMBO 3	23615.026	479.951	10846.377	SVB13
	COMBO 4	20643.705	1649.000	28117.014	SVB22
계수하중	COMBO 1	35600.076	0.000	4203.236	ULB01
	COMBO 2	32135.532	623.936	14268.008	ULB09
	COMBO 3	19522.587	457.757	10216.525	UEB15
	COMBO 4	20643.705	1649.000	28117.014	ULB22

3) 말뚝의 특성치 계산

① 말뚝의 축방향 스프링정수

Ap = Ae = 0.1085 ㎡ ; 말뚝의 환산단면적

a = 0.010 x (L/D) + 0.36 = 0.498

Kv = a x Ap x Ep / L = 313234.783 kN/m ; 말뚝의 축방향 스프링정수

② 말뚝의 축직각방향 스프링정수

: 1/β 가정된 값이 계산된 값과 일치할 때까지 반복 계산

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

α = 1 (평상시), 2 (지진시)

Eo = 1200 x N = 1200 x 10 = 12000 kN/㎡

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

가) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 평상시

가정된 1/β (m)	계산치 1/β (m)	Kh(kN/㎥)
0.500	2.322	27269.26
2.322	2.681	15331.97
2.681	2.718	14526.25
2.718	2.721	14452.92
2.721	2.722	14446.06
2.722	2.722	14445.42
2.722	2.722	14445.36

Kh = 14445.35 kN/㎥

β = 0.367 m-1

βL = 0.367 x 6.9000 = 2.535 < 3 ∴ 유한장 말뚝으로 설계한다.

나) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 지진시

가정된 1/β (m)	계산치 1/β (m)	Kh(kN/㎥)
0.500	1.952	54538.53
1.952	2.218	32722.73
2.218	2.245	31192.54
2.245	2.248	31052.80
2.248	2.248	31039.74
2.248	2.248	31038.51
2.248	2.248	31038.40

Kh = 31038.39 kN/㎥

β = 0.445 m-1

βL = 0.445 x 6.9000 = 3.069 ≥ 3 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

4) 말뚝의 변위 및 부재력

① 말뚝머리 고정일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	19657.232	34885.956	$4EI\beta^3$	kN/m
K2	26749.559	39210.478	$2EI\beta^2$	kN/rad
K3	26749.559	39210.478	$2EI\beta^2$	kN/rad
K4	72801.594	88142.151	$2EI\beta$	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	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	963204.4	1709411.9
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{(K_v - K_1)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	-1310728.4	-1921313.4
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	15348504.3	15348504.3
Aya,Aay	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i + K_2\sin\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2 + K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	99495430.3	100247117.6
일반식	$\begin{bmatrix}\delta_x\\ \delta_y\\ \alpha\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}A_{xx} & A_{xy} & A_{xa}\\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya}\\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa}\end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix}H_o\\ V_o\\ M_o\end{bmatrix}$		

구 분	사용하중			구 분	계수하중		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)		δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	0.0006602	0.0016106	0.0001190	COMBO 1	0.0000585	0.0023194	0.0000430
COMBO 2	0.0006602	0.0016106	0.0001190	COMBO 2	0.0008583	0.0020937	0.0001547
COMBO 3	0.0006584	0.0015386	0.0001177	COMBO 3	0.0006262	0.0012720	0.0001109
COMBO 4	0.0013081	0.0013450	0.0003055	COMBO 4	0.0013081	0.0013450	0.0003055

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 1.308 ㎜ ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 ㎜ ∴ O.K

다) 말뚝의 작용력과 말뚝머리에서의 반력

▣ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

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

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

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0006602	0.0020568	0.0001190	644.273	9.795	-8.997
	2	0.0006602	0.0019081	0.0001190	597.676	9.795	-8.997
	3	0.0006602	0.0017593	0.0001190	551.079	9.795	-8.997
	4	0.0006602	0.0016106	0.0001190	504.482	9.795	-8.997
	5	0.0006602	0.0014618	0.0001190	457.886	9.795	-8.997
	6	0.0006602	0.0013130	0.0001190	411.289	9.795	-8.997
	7	0.0006602	0.0011643	0.0001190	364.692	9.795	-8.997
COMBO 2	1	0.0006602	0.0020568	0.0001190	644.273	9.795	-8.997
	2	0.0006602	0.0019081	0.0001190	597.676	9.795	-8.997
	3	0.0006602	0.0017593	0.0001190	551.079	9.795	-8.997
	4	0.0006602	0.0016106	0.0001190	504.482	9.795	-8.997
	5	0.0006602	0.0014618	0.0001190	457.886	9.795	-8.997
	6	0.0006602	0.0013130	0.0001190	411.289	9.795	-8.997
	7	0.0006602	0.0011643	0.0001190	364.692	9.795	-8.997
COMBO 3	1	0.0006584	0.0019799	0.0001177	620.179	9.795	-9.045
	2	0.0006584	0.0018328	0.0001177	574.099	9.795	-9.045
	3	0.0006584	0.0016857	0.0001177	528.019	9.795	-9.045
	4	0.0006584	0.0015386	0.0001177	481.939	9.795	-9.045
	5	0.0006584	0.0013915	0.0001177	435.859	9.795	-9.045
	6	0.0006584	0.0012444	0.0001177	389.779	9.795	-9.045
	7	0.0006584	0.0010973	0.0001177	343.700	9.795	-9.045
COMBO 4	1	0.0013081	0.0024908	0.0003055	780.205	33.653	-24.359
	2	0.0013081	0.0021089	0.0003055	660.570	33.653	-24.359
	3	0.0013081	0.0017269	0.0003055	540.935	33.653	-24.359
	4	0.0013081	0.0013450	0.0003055	421.300	33.653	-24.359
	5	0.0013081	0.0009631	0.0003055	301.665	33.653	-24.359
	6	0.0013081	0.0005811	0.0003055	182.030	33.653	-24.359
	7	0.0013081	0.0001992	0.0003055	62.395	33.653	-24.359

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0000585	0.0024808	0.0000430	777.061	0.000	1.566
	2	0.0000585	0.0024270	0.0000430	760.218	0.000	1.566
	3	0.0000585	0.0023732	0.0000430	743.375	0.000	1.566
	4	0.0000585	0.0023194	0.0000430	726.532	0.000	1.566
	5	0.0000585	0.0022657	0.0000430	709.689	0.000	1.566
	6	0.0000585	0.0022119	0.0000430	692.846	0.000	1.566
	7	0.0000585	0.0021581	0.0000430	676.003	0.000	1.566
COMBO 2	1	0.0008583	0.0026739	0.0001547	837.555	12.733	-11.696
	2	0.0008583	0.0024805	0.0001547	776.979	12.733	-11.696
	3	0.0008583	0.0022871	0.0001547	716.403	12.733	-11.696
	4	0.0008583	0.0020937	0.0001547	655.827	12.733	-11.696
	5	0.0008583	0.0019003	0.0001547	595.251	12.733	-11.696
	6	0.0008583	0.0017069	0.0001547	534.675	12.733	-11.696
	7	0.0008583	0.0015136	0.0001547	474.099	12.733	-11.696
COMBO 3	1	0.0006262	0.0016880	0.0001109	528.725	9.342	-8.675
	2	0.0006262	0.0015493	0.0001109	485.290	9.342	-8.675
	3	0.0006262	0.0014106	0.0001109	441.855	9.342	-8.675
	4	0.0006262	0.0012720	0.0001109	398.420	9.342	-8.675
	5	0.0006262	0.0011333	0.0001109	354.985	9.342	-8.675
	6	0.0006262	0.0009946	0.0001109	311.550	9.342	-8.675
	7	0.0006262	0.0008560	0.0001109	268.115	9.342	-8.675
COMBO 4	1	0.0013081	0.0024908	0.0003055	780.205	33.653	-24.359
	2	0.0013081	0.0021089	0.0003055	660.570	33.653	-24.359
	3	0.0013081	0.0017269	0.0003055	540.935	33.653	-24.359
	4	0.0013081	0.0013450	0.0003055	421.300	33.653	-24.359
	5	0.0013081	0.0009631	0.0003055	301.665	33.653	-24.359
	6	0.0013081	0.0005811	0.0003055	182.030	33.653	-24.359
	7	0.0013081	0.0001992	0.0003055	62.395	33.653	-24.359

▣ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

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

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

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

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.750	0	644.273	9.795	-8.997	7
	2	2.500	0	597.676	9.795	-8.997	7
	3	1.250	0	551.079	9.795	-8.997	7
	4	0.000	0	504.482	9.795	-8.997	7
	5	-1.250	0	457.886	9.795	-8.997	7
	6	-2.500	0	411.289	9.795	-8.997	7
	7	-3.750	0	364.692	9.795	-8.997	7
	계			24719.640	479.951	10975.391	49
COMBO 2	1	3.750	0	644.273	9.795	-8.997	7
	2	2.500	0	597.676	9.795	-8.997	7
	3	1.250	0	551.079	9.795	-8.997	7
	4	0.000	0	504.482	9.795	-8.997	7
	5	-1.250	0	457.886	9.795	-8.997	7
	6	-2.500	0	411.289	9.795	-8.997	7
	7	-3.750	0	364.692	9.795	-8.997	7
	계			24719.640	479.951	10975.391	49
COMBO 3	1	3.750	0	620.179	9.795	-9.045	7
	2	2.500	0	574.099	9.795	-9.045	7
	3	1.250	0	528.019	9.795	-9.045	7
	4	0.000	0	481.939	9.795	-9.045	7
	5	-1.250	0	435.859	9.795	-9.045	7
	6	-2.500	0	389.779	9.795	-9.045	7
	7	-3.750	0	343.700	9.795	-9.045	7
	계			23615.026	479.951	10846.377	49
COMBO 4	1	3.750	0	780.205	33.653	-24.359	7
	2	2.500	0	660.570	33.653	-24.359	7
	3	1.250	0	540.935	33.653	-24.359	7
	4	0.000	0	421.300	33.653	-24.359	7
	5	-1.250	0	301.665	33.653	-24.359	7
	6	-2.500	0	182.030	33.653	-24.359	7
	7	-3.750	0	62.395	33.653	-24.359	7
	계			20643.705	1649.000	28117.014	49

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.750	0	777.061	0.000	1.566	7
	2	2.500	0	760.218	0.000	1.566	7
	3	1.250	0	743.375	0.000	1.566	7
	4	0.000	0	726.532	0.000	1.566	7
	5	-1.250	0	709.689	0.000	1.566	7
	6	-2.500	0	692.846	0.000	1.566	7
	7	-3.750	0	676.003	0.000	1.566	7
	계			35600.076	0.000	4203.236	49
COMBO 2	1	3.750	0	837.555	12.733	-11.696	7
	2	2.500	0	776.979	12.733	-11.696	7
	3	1.250	0	716.403	12.733	-11.696	7
	4	0.000	0	655.827	12.733	-11.696	7
	5	-1.250	0	595.251	12.733	-11.696	7
	6	-2.500	0	534.675	12.733	-11.696	7
	7	-3.750	0	474.099	12.733	-11.696	7
	계			32135.532	623.936	14268.008	49
COMBO 3	1	3.750	0	528.725	9.342	-8.675	7
	2	2.500	0	485.290	9.342	-8.675	7
	3	1.250	0	441.855	9.342	-8.675	7
	4	0.000	0	398.420	9.342	-8.675	7
	5	-1.250	0	354.985	9.342	-8.675	7
	6	-2.500	0	311.550	9.342	-8.675	7
	7	-3.750	0	268.115	9.342	-8.675	7
	계			19522.587	457.757	10216.525	49
COMBO 4	1	3.750	0	780.205	33.653	-24.359	7
	2	2.500	0	660.570	33.653	-24.359	7
	3	1.250	0	540.935	33.653	-24.359	7
	4	0.000	0	421.300	33.653	-24.359	7
	5	-1.250	0	301.665	33.653	-24.359	7
	6	-2.500	0	182.030	33.653	-24.359	7
	7	-3.750	0	62.395	33.653	-24.359	7
	계			20643.705	1649.000	28117.014	49

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : SVB09

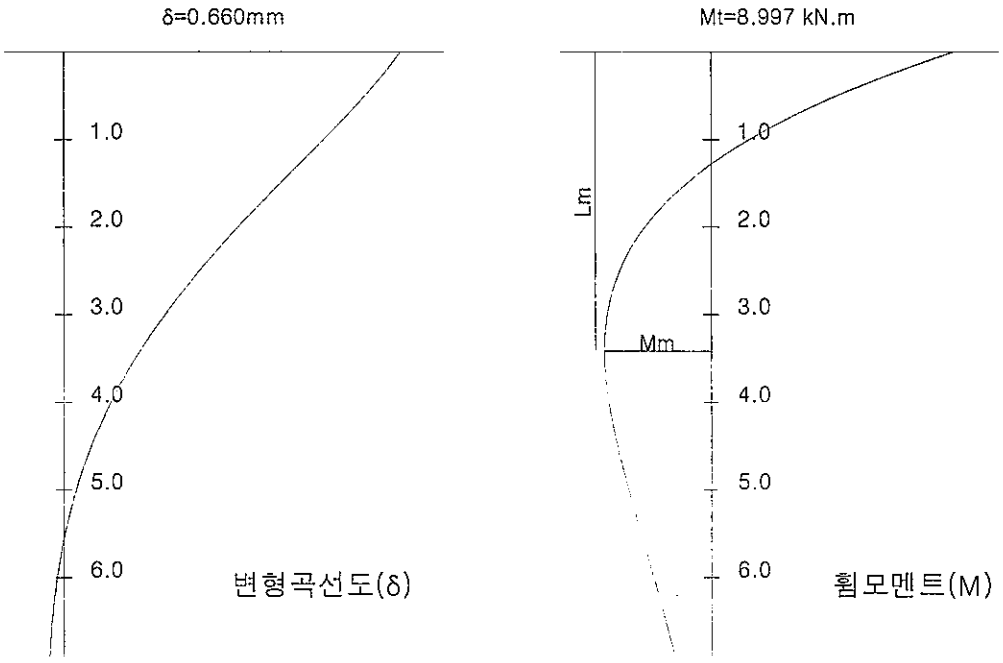
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -3.989 kN.m, 3.420 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.660 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.660 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	8.997	-9.795	0.660	
0.460	4.981	-7.702	0.597	
0.920	1.876	-5.837	0.524	
1.380	-0.428	-4.226	0.446	
1.840	-2.051	-2.873	0.369	
2.300	-3.110	-1.769	0.296	
2.760	-3.715	-0.897	0.230	
3.220	-3.967	-0.231	0.172	
3.680	-3.955	0.254	0.122	
4.140	-3.756	0.588	0.081	
4.600	-3.433	0.798	0.047	
5.060	-3.037	0.910	0.021	
5.520	-2.608	0.945	0.001	
5.980	-2.176	0.925	-0.013	
6.440	-1.763	0.865	-0.022	
6.900	-1.383	0.782	-0.028	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 2 : SVB09

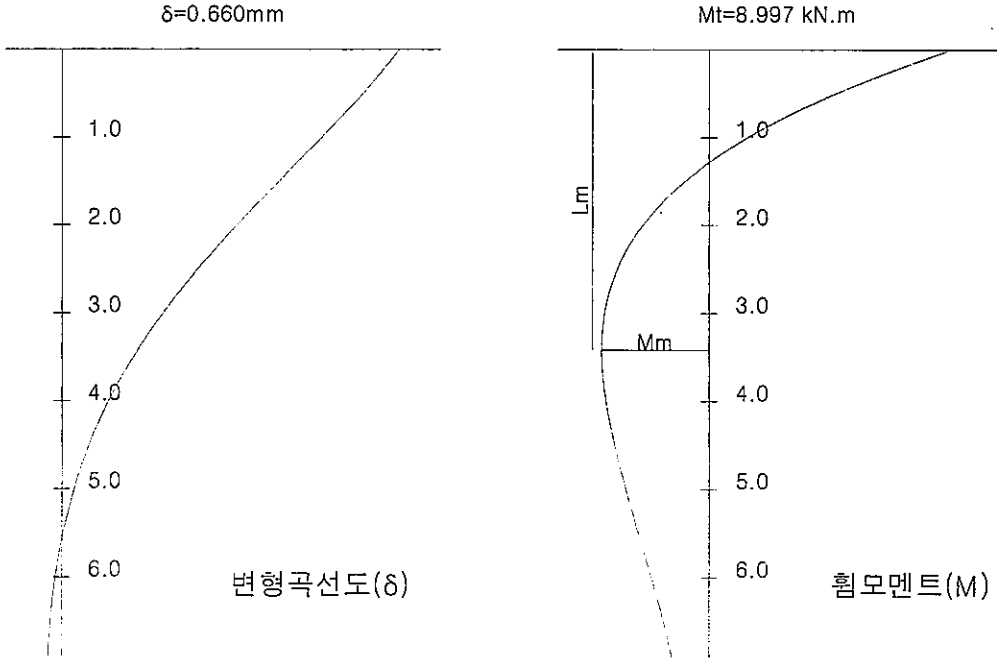
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -3.989 kN.m, 3.420 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.660 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.660 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	8.997	-9.795	0.660	
0.460	4.981	-7.702	0.597	
0.920	1.876	-5.837	0.524	
1.380	-0.428	-4.226	0.446	
1.840	-2.051	-2.873	0.369	
2.300	-3.110	-1.769	0.296	
2.760	-3.715	-0.897	0.230	
3.220	-3.967	-0.231	0.172	
3.680	-3.955	0.254	0.122	
4.140	-3.756	0.588	0.081	
4.600	-3.433	0.798	0.047	
5.060	-3.037	0.910	0.021	
5.520	-2.608	0.945	0.001	
5.980	-2.176	0.925	-0.013	
6.440	-1.763	0.865	-0.022	
6.900	-1.383	0.782	-0.028	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉡ COMBO 3 : SVB13

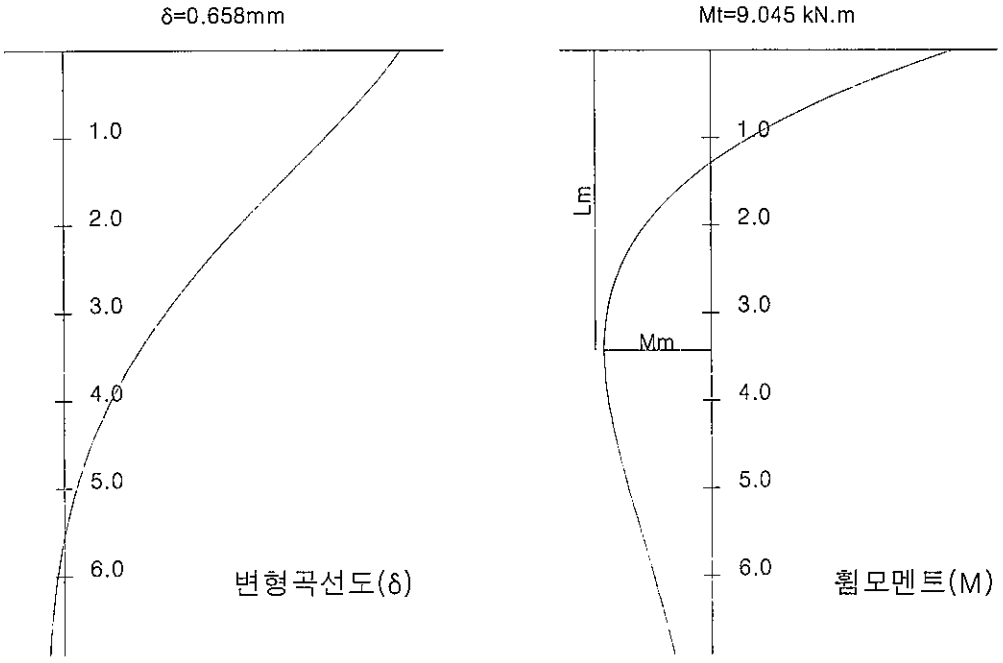
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -3.972 kN.m, 3.429 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.658 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.658 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	9.045	-9.795	0.658	
0.460	5.028	-7.707	0.596	
0.920	1.920	-5.846	0.523	
1.380	-0.389	-4.236	0.446	
1.840	-2.017	-2.884	0.369	
2.300	-3.081	-1.781	0.296	
2.760	-3.690	-0.908	0.230	
3.220	-3.947	-0.241	0.172	
3.680	-3.940	0.245	0.122	
4.140	-3.745	0.581	0.081	
4.600	-3.425	0.792	0.047	
5.060	-3.032	0.904	0.021	
5.520	-2.605	0.941	0.002	
5.980	-2.175	0.921	-0.012	
6.440	-1.763	0.863	-0.022	
6.900	-1.384	0.780	-0.028	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉲ COMBO 4 : SVB22

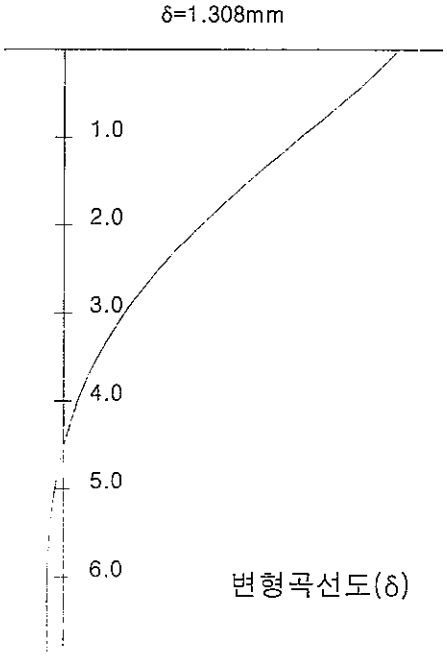
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

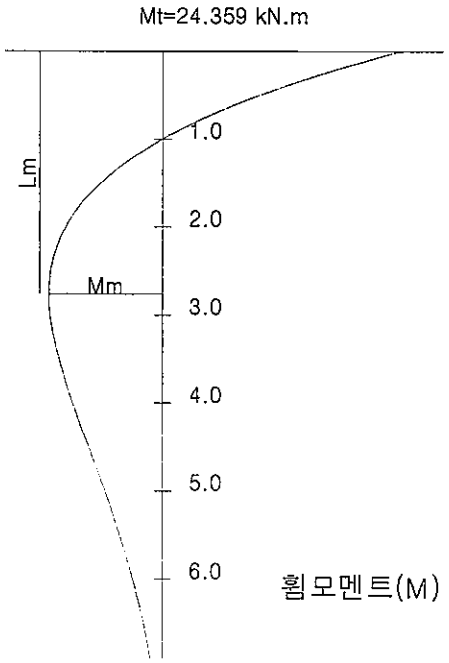
- 최대모멘트 및 깊이 : -11.750 kN.m, 2.762 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.308 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.308 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	24.359	-33.653	1.308	
0.460	10.943	-24.869	1.147	
0.920	1.286	-17.338	0.961	
1.380	-5.215	-11.153	0.772	
1.840	-9.177	-6.284	0.594	
2.300	-11.182	-2.622	0.435	
2.760	-11.750	-0.010	0.300	
3.220	-11.325	1.725	0.190	
3.680	-10.270	2.759	0.104	
4.140	-8.869	3.258	0.039	
4.600	-7.333	3.367	-0.006	
5.060	-5.812	3.209	-0.036	
5.520	-4.405	2.886	-0.053	
5.980	-3.171	2.474	-0.061	
6.440	-2.134	2.031	-0.062	
6.900	-1.300	1.599	-0.059	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 2 : ULB09

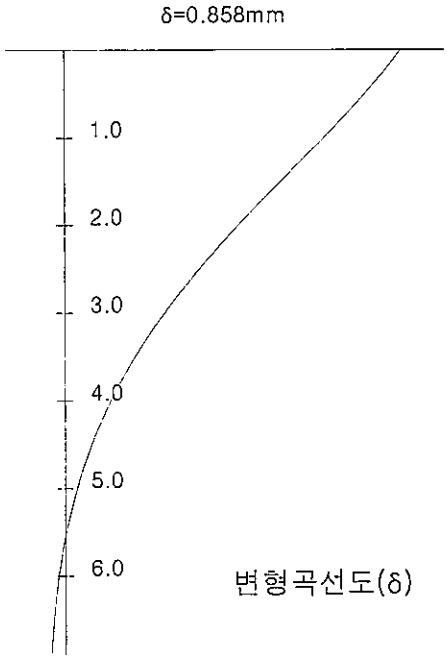
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

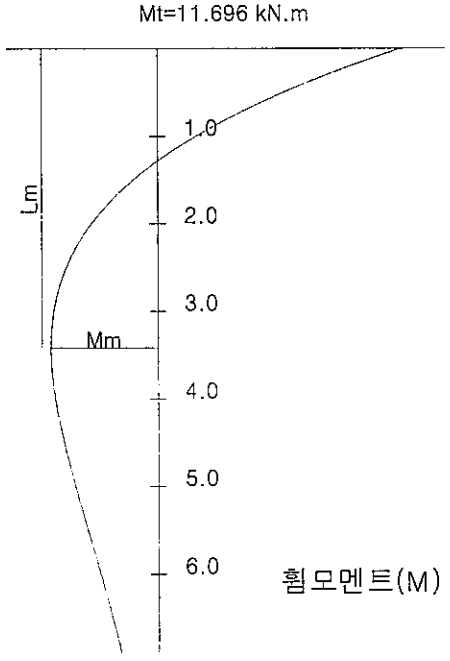
- 최대모멘트 및 깊이 : -5.186 kN.m, 3.420 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.858 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.858 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	11.696	-12.733	0.858	
0.460	6.475	-10.012	0.777	
0.920	2.439	-7.588	0.681	
1.380	-0.557	-5.494	0.580	
1.840	-2.667	-3.735	0.480	
2.300	-4.043	-2.300	0.385	
2.760	-4.829	-1.166	0.299	
3.220	-5.157	-0.301	0.223	
3.680	-5.141	0.331	0.159	
4.140	-4.883	0.765	0.105	
4.600	-4.462	1.038	0.061	
5.060	-3.948	1.182	0.027	
5.520	-3.390	1.228	0.002	
5.980	-2.828	1.202	-0.017	
6.440	-2.292	1.125	-0.029	
6.900	-1.798	1.016	-0.036	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉯ COMBO 3 : UEB15

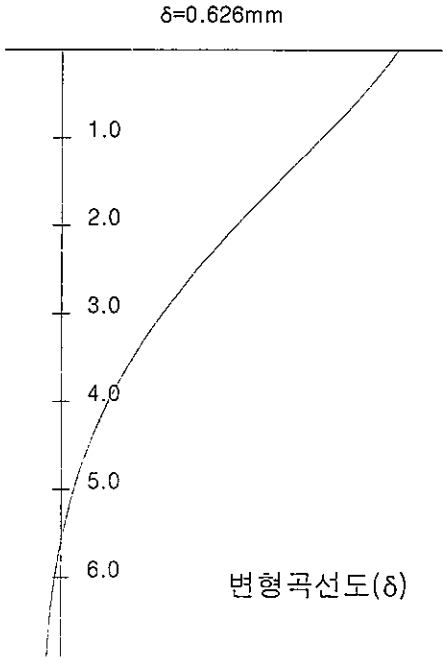
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

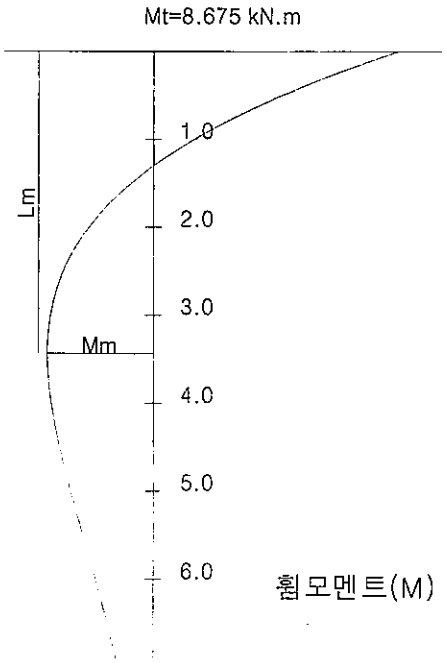
- 최대모멘트 및 깊이 : -3.771 kN.m, 3.438 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.626 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.626 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	8.675	-9.342	0.626	
0.460	4.842	-7.355	0.567	
0.920	1.875	-5.584	0.498	
1.380	-0.332	-4.051	0.425	
1.840	-1.889	-2.762	0.352	
2.300	-2.909	-1.710	0.283	
2.760	-3.496	-0.877	0.220	
3.220	-3.746	-0.240	0.164	
3.680	-3.743	0.225	0.117	
4.140	-3.561	0.546	0.078	
4.600	-3.259	0.749	0.046	
5.060	-2.886	0.857	0.021	
5.520	-2.481	0.893	0.002	
5.980	-2.073	0.876	-0.012	
6.440	-1.681	0.821	-0.021	
6.900	-1.321	0.742	-0.026	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉡ COMBO 4 : ULB22

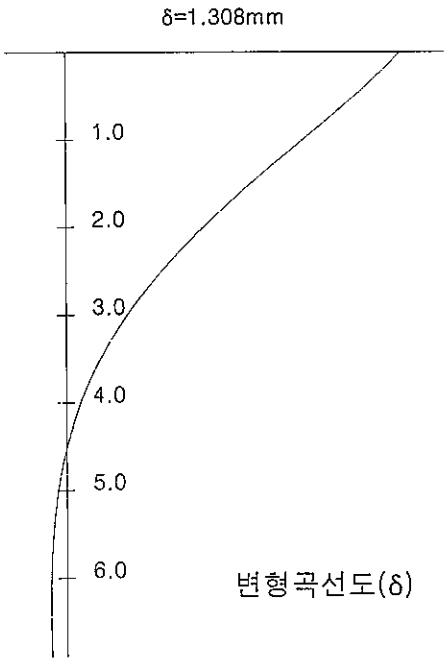
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

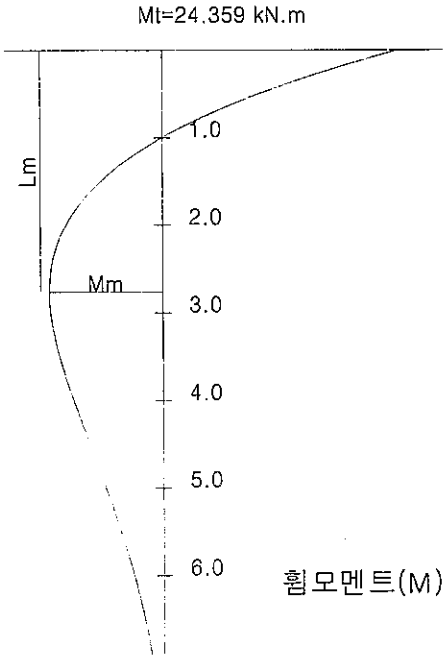
- 최대모멘트 및 깊이 : -11.750 kN.m, 2.762 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.308 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.308 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	24.359	-33.653	1.308	
0.460	10.943	-24.869	1.147	
0.920	1.286	-17.338	0.961	
1.380	-5.215	-11.153	0.772	
1.840	-9.177	-6.284	0.594	
2.300	-11.182	-2.622	0.435	
2.760	-11.750	-0.010	0.300	
3.220	-11.325	1.725	0.190	
3.680	-10.270	2.759	0.104	
4.140	-8.869	3.258	0.039	
4.600	-7.333	3.367	-0.006	
5.060	-5.812	3.209	-0.036	
5.520	-4.405	2.886	-0.053	
5.980	-3.171	2.474	-0.061	
6.440	-2.134	2.031	-0.062	
6.900	-1.300	1.599	-0.059	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





② 말뚝머리 힌지일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	9828.616	17442.978	$2EI\beta^3$	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	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	481602.2	854705.9
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{(K_v - K_1)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	15348504.3	15348504.3
Aya,Aay	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i + K_2\sin\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	95928152.2	95928152.2
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		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)		δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	0.0009966	0.0016106	0.0001144	COMBO 1	0.0000000	0.0023194	0.0000438
COMBO 2	0.0009966	0.0016106	0.0001144	COMBO 2	0.0012955	0.0020937	0.0001487
COMBO 3	0.0009966	0.0015386	0.0001131	COMBO 3	0.0009505	0.0012720	0.0001065
COMBO 4	0.0019293	0.0013450	0.0002931	COMBO 4	0.0019293	0.0013450	0.0002931

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 1.929 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ O.K

다) 말뚝의 작용력과 말뚝머리에서의 반력

▣ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

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

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

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0009966	0.0020396	0.0001144	638.875	9.795	0.000
	2	0.0009966	0.0018966	0.0001144	594.077	9.795	0.000
	3	0.0009966	0.0017536	0.0001144	549.280	9.795	0.000
	4	0.0009966	0.0016106	0.0001144	504.482	9.795	0.000
	5	0.0009966	0.0014675	0.0001144	459.685	9.795	0.000
	6	0.0009966	0.0013245	0.0001144	414.887	9.795	0.000
	7	0.0009966	0.0011815	0.0001144	370.090	9.795	0.000
COMBO 2	1	0.0009966	0.0020396	0.0001144	638.875	9.795	0.000
	2	0.0009966	0.0018966	0.0001144	594.077	9.795	0.000
	3	0.0009966	0.0017536	0.0001144	549.280	9.795	0.000
	4	0.0009966	0.0016106	0.0001144	504.482	9.795	0.000
	5	0.0009966	0.0014675	0.0001144	459.685	9.795	0.000
	6	0.0009966	0.0013245	0.0001144	414.887	9.795	0.000
	7	0.0009966	0.0011815	0.0001144	370.090	9.795	0.000
COMBO 3	1	0.0009966	0.0019626	0.0001131	614.752	9.795	0.000
	2	0.0009966	0.0018213	0.0001131	570.481	9.795	0.000
	3	0.0009966	0.0016799	0.0001131	526.210	9.795	0.000
	4	0.0009966	0.0015386	0.0001131	481.939	9.795	0.000
	5	0.0009966	0.0013973	0.0001131	437.668	9.795	0.000
	6	0.0009966	0.0012559	0.0001131	393.397	9.795	0.000
	7	0.0009966	0.0011146	0.0001131	349.127	9.795	0.000
COMBO 4	1	0.0019293	0.0024441	0.0002931	765.590	33.653	0.000
	2	0.0019293	0.0020778	0.0002931	650.827	33.653	0.000
	3	0.0019293	0.0017114	0.0002931	536.063	33.653	0.000
	4	0.0019293	0.0013450	0.0002931	421.300	33.653	0.000
	5	0.0019293	0.0009786	0.0002931	306.537	33.653	0.000
	6	0.0019293	0.0006122	0.0002931	191.773	33.653	0.000
	7	0.0019293	0.0002459	0.0002931	77.010	33.653	0.000

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0000000	0.0024838	0.0000438	778.000	0.000	0.000
	2	0.0000000	0.0024290	0.0000438	760.844	0.000	0.000
	3	0.0000000	0.0023742	0.0000438	743.688	0.000	0.000
	4	0.0000000	0.0023194	0.0000438	726.532	0.000	0.000
	5	0.0000000	0.0022647	0.0000438	709.376	0.000	0.000
	6	0.0000000	0.0022099	0.0000438	692.220	0.000	0.000
	7	0.0000000	0.0021551	0.0000438	675.064	0.000	0.000
COMBO 2	1	0.0012955	0.0026515	0.0001487	830.537	12.733	0.000
	2	0.0012955	0.0024656	0.0001487	772.301	12.733	0.000
	3	0.0012955	0.0022796	0.0001487	714.064	12.733	0.000
	4	0.0012955	0.0020937	0.0001487	655.827	12.733	0.000
	5	0.0012955	0.0019078	0.0001487	597.590	12.733	0.000
	6	0.0012955	0.0017219	0.0001487	539.354	12.733	0.000
	7	0.0012955	0.0015360	0.0001487	481.117	12.733	0.000
COMBO 3	1	0.0009505	0.0016713	0.0001065	523.520	9.342	0.000
	2	0.0009505	0.0015382	0.0001065	481.820	9.342	0.000
	3	0.0009505	0.0014051	0.0001065	440.120	9.342	0.000
	4	0.0009505	0.0012720	0.0001065	398.420	9.342	0.000
	5	0.0009505	0.0011388	0.0001065	356.720	9.342	0.000
	6	0.0009505	0.0010057	0.0001065	315.020	9.342	0.000
	7	0.0009505	0.0008726	0.0001065	273.320	9.342	0.000
COMBO 4	1	0.0019293	0.0024441	0.0002931	765.590	33.653	0.000
	2	0.0019293	0.0020778	0.0002931	650.827	33.653	0.000
	3	0.0019293	0.0017114	0.0002931	536.063	33.653	0.000
	4	0.0019293	0.0013450	0.0002931	421.300	33.653	0.000
	5	0.0019293	0.0009786	0.0002931	306.537	33.653	0.000
	6	0.0019293	0.0006122	0.0002931	191.773	33.653	0.000
	7	0.0019293	0.0002459	0.0002931	77.010	33.653	0.000

▣ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

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

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

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

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.750	0	638.875	9.795	0.000	7
	2	2.500	0	594.077	9.795	0.000	7
	3	1.250	0	549.280	9.795	0.000	7
	4	0.000	0	504.482	9.795	0.000	7
	5	-1.250	0	459.685	9.795	0.000	7
	6	-2.500	0	414.887	9.795	0.000	7
	7	-3.750	0	370.090	9.795	0.000	7
	계			24719.640	479.951	0.000	49
COMBO 2	1	3.750	0	638.875	9.795	0.000	7
	2	2.500	0	594.077	9.795	0.000	7
	3	1.250	0	549.280	9.795	0.000	7
	4	0.000	0	504.482	9.795	0.000	7
	5	-1.250	0	459.685	9.795	0.000	7
	6	-2.500	0	414.887	9.795	0.000	7
	7	-3.750	0	370.090	9.795	0.000	7
	계			24719.640	479.951	0.000	49
COMBO 3	1	3.750	0	614.752	9.795	0.000	7
	2	2.500	0	570.481	9.795	0.000	7
	3	1.250	0	526.210	9.795	0.000	7
	4	0.000	0	481.939	9.795	0.000	7
	5	-1.250	0	437.668	9.795	0.000	7
	6	-2.500	0	393.397	9.795	0.000	7
	7	-3.750	0	349.127	9.795	0.000	7
	계			23615.026	479.951	0.000	49
COMBO 4	1	3.750	0	765.590	33.653	0.000	7
	2	2.500	0	650.827	33.653	0.000	7
	3	1.250	0	536.063	33.653	0.000	7
	4	0.000	0	421.300	33.653	0.000	7
	5	-1.250	0	306.537	33.653	0.000	7
	6	-2.500	0	191.773	33.653	0.000	7
	7	-3.750	0	77.010	33.653	0.000	7
	계			20643.705	1649.000	0.000	49

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.750	0	778.000	0.000	0.000	7
	2	2.500	0	760.844	0.000	0.000	7
	3	1.250	0	743.688	0.000	0.000	7
	4	0.000	0	726.532	0.000	0.000	7
	5	-1.250	0	709.376	0.000	0.000	7
	6	-2.500	0	692.220	0.000	0.000	7
	7	-3.750	0	675.064	0.000	0.000	7
	계			35600.076	0.000	0.000	49
COMBO 2	1	3.750	0	830.537	12.733	0.000	7
	2	2.500	0	772.301	12.733	0.000	7
	3	1.250	0	714.064	12.733	0.000	7
	4	0.000	0	655.827	12.733	0.000	7
	5	-1.250	0	597.590	12.733	0.000	7
	6	-2.500	0	539.354	12.733	0.000	7
	7	-3.750	0	481.117	12.733	0.000	7
	계			32135.532	623.936	0.000	49
COMBO 3	1	3.750	0	523.520	9.342	0.000	7
	2	2.500	0	481.820	9.342	0.000	7
	3	1.250	0	440.120	9.342	0.000	7
	4	0.000	0	398.420	9.342	0.000	7
	5	-1.250	0	356.720	9.342	0.000	7
	6	-2.500	0	315.020	9.342	0.000	7
	7	-3.750	0	273.320	9.342	0.000	7
	계			19522.587	457.757	0.000	49
COMBO 4	1	3.750	0	765.590	33.653	0.000	7
	2	2.500	0	650.827	33.653	0.000	7
	3	1.250	0	536.063	33.653	0.000	7
	4	0.000	0	421.300	33.653	0.000	7
	5	-1.250	0	306.537	33.653	0.000	7
	6	-2.500	0	191.773	33.653	0.000	7
	7	-3.750	0	77.010	33.653	0.000	7
	계			20643.705	1649.000	0.000	49

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : SVB09

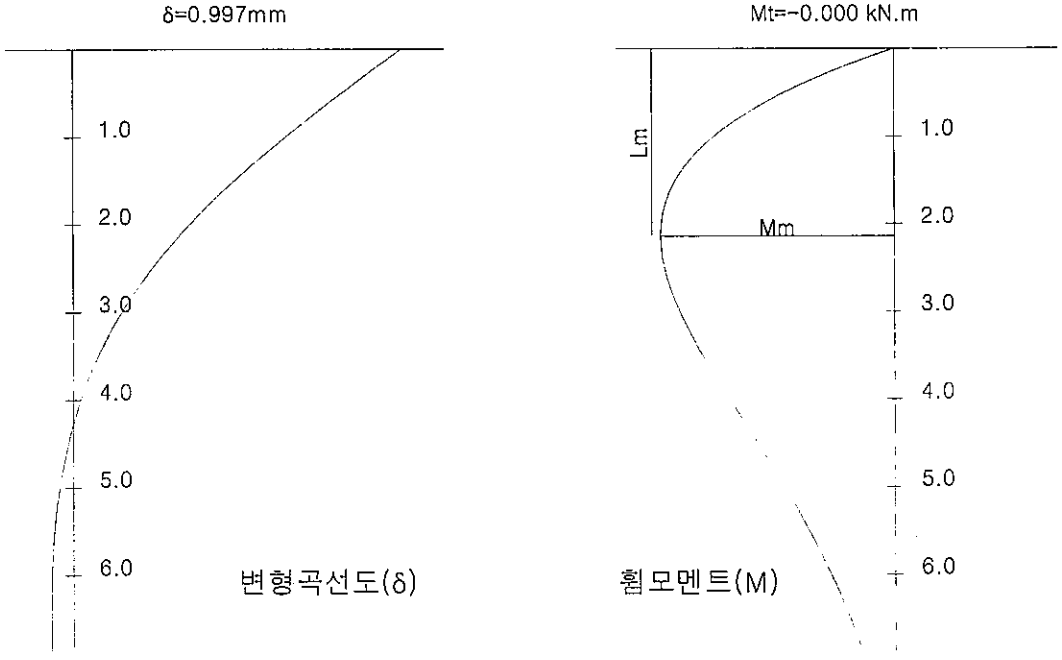
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -8.594 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.997 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.997 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-9.795	0.997	
0.460	-3.787	-6.762	0.830	
0.920	-6.305	-4.273	0.671	
1.380	-7.796	-2.292	0.525	
1.840	-8.484	-0.769	0.395	
2.300	-8.565	0.355	0.284	
2.760	-8.209	1.139	0.191	
3.220	-7.560	1.643	0.115	
3.680	-6.732	1.924	0.056	
4.140	-5.816	2.031	0.011	
4.600	-4.883	2.009	-0.022	
5.060	-3.982	1.897	-0.044	
5.520	-3.147	1.725	-0.058	
5.980	-2.400	1.520	-0.065	
6.440	-1.751	1.300	-0.067	
6.900	-1.204	1.080	-0.065	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 2 : SVB09

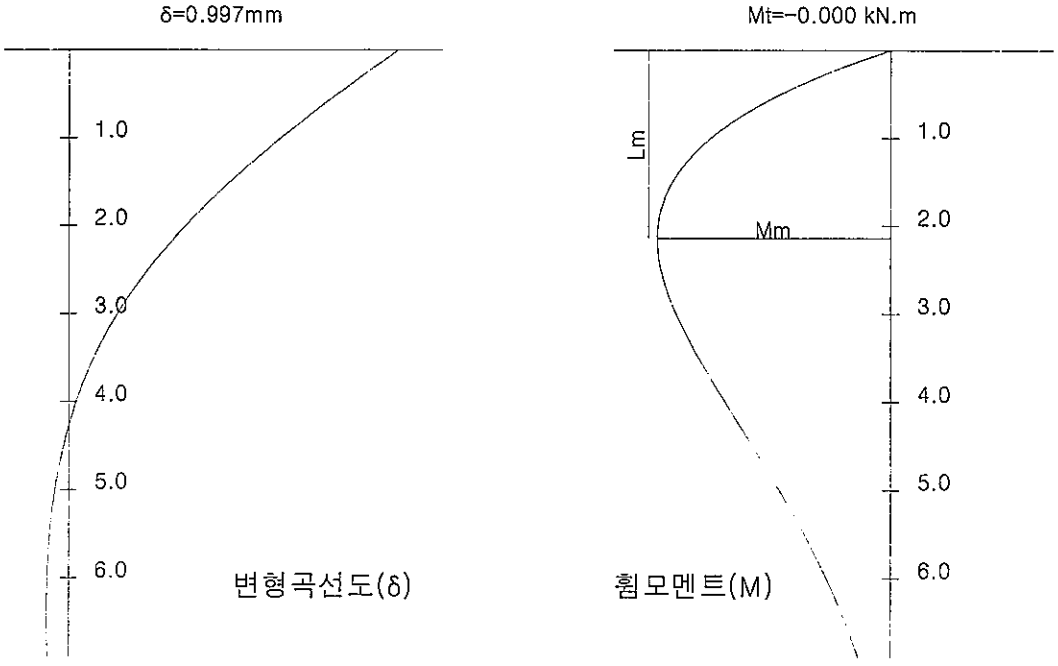
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -8.594 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.997 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.997 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-9.795	0.997	
0.460	-3.787	-6.762	0.830	
0.920	-6.305	-4.273	0.671	
1.380	-7.796	-2.292	0.525	
1.840	-8.484	-0.769	0.395	
2.300	-8.565	0.355	0.284	
2.760	-8.209	1.139	0.191	
3.220	-7.560	1.643	0.115	
3.680	-6.732	1.924	0.056	
4.140	-5.816	2.031	0.011	
4.600	-4.883	2.009	-0.022	
5.060	-3.982	1.897	-0.044	
5.520	-3.147	1.725	-0.058	
5.980	-2.400	1.520	-0.065	
6.440	-1.751	1.300	-0.067	
6.900	-1.204	1.080	-0.065	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉡ COMBO 3 : SV813

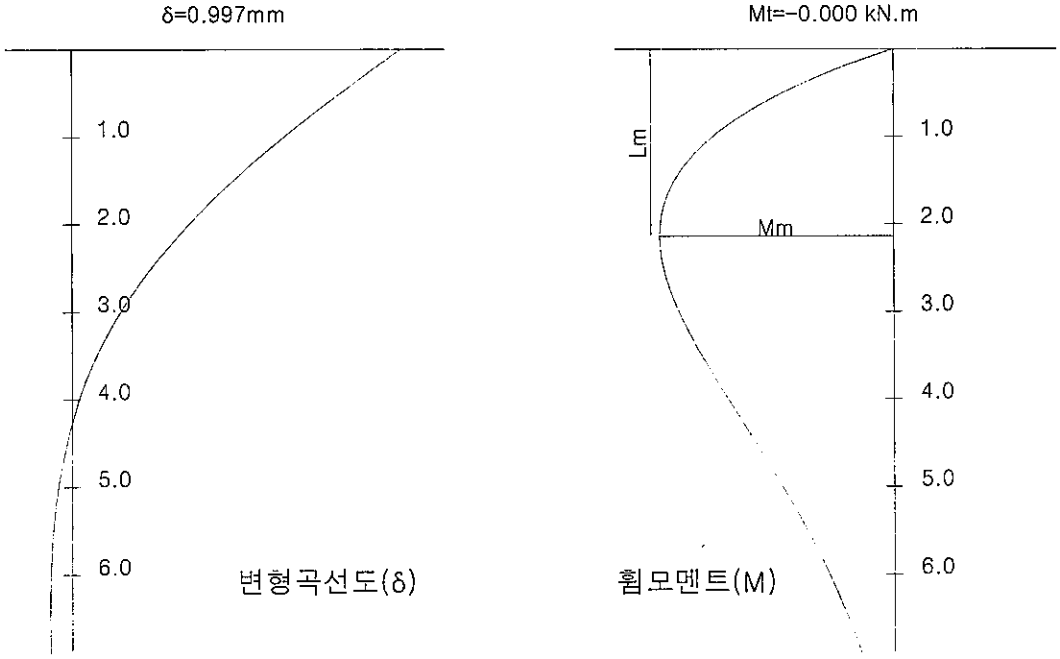
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -8.594 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.997 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.997 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-9.795	0.997	
0.460	-3.787	-6.762	0.830	
0.920	-6.305	-4.273	0.671	
1.380	-7.796	-2.292	0.525	
1.840	-8.484	-0.769	0.395	
2.300	-8.565	0.355	0.284	
2.760	-8.209	1.139	0.191	
3.220	-7.560	1.643	0.115	
3.680	-6.732	1.924	0.056	
4.140	-5.816	2.031	0.011	
4.600	-4.883	2.009	-0.022	
5.060	-3.982	1.897	-0.044	
5.520	-3.147	1.725	-0.058	
5.980	-2.400	1.520	-0.065	
6.440	-1.751	1.300	-0.067	
6.900	-1.204	1.080	-0.065	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 4 : SVB22

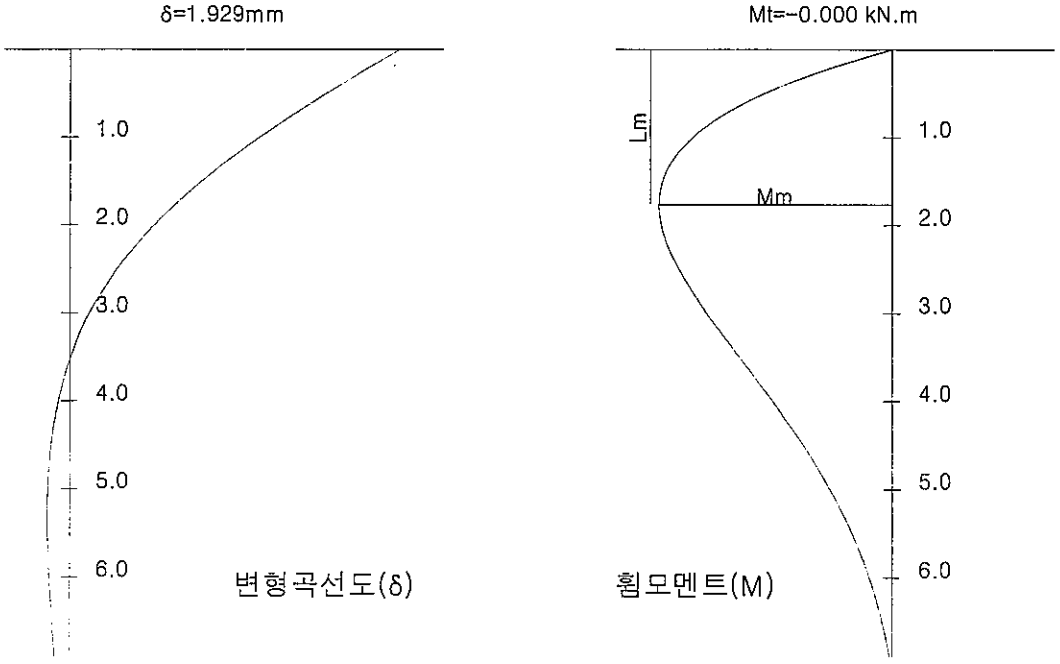
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -24.389 kN.m, 1.766 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.929 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.929 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-33.653	1.929	
0.460	-12.528	-21.280	1.539	
0.920	-19.993	-11.610	1.176	
1.380	-23.586	-4.396	0.854	
1.840	-24.363	0.695	0.581	
2.300	-23.216	4.029	0.361	
2.760	-20.870	5.969	0.190	
3.220	-17.887	6.849	0.064	
3.680	-14.685	6.966	-0.025	
4.140	-11.557	6.569	-0.082	
4.600	-8.690	5.856	-0.114	
5.060	-6.193	4.984	-0.128	
5.520	-4.112	4.064	-0.128	
5.980	-2.449	3.176	-0.120	
6.440	-1.178	2.369	-0.106	
6.900	-0.253	1.672	-0.089	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 2 : ULB09

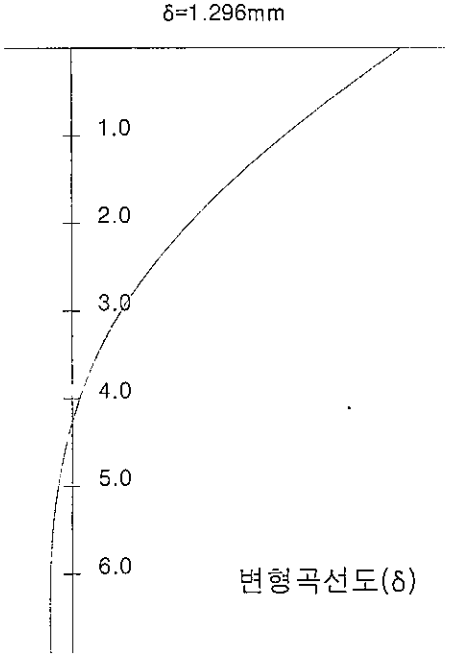
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

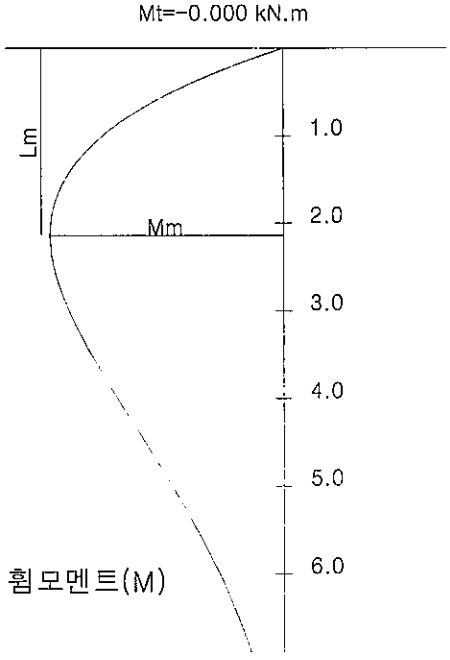
- 최대모멘트 및 깊이 : -11.173 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.296 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.296 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-12.733	1.296	
0.460	-4.923	-8.791	1.078	
0.920	-8.196	-5.556	0.872	
1.380	-10.135	-2.980	0.682	
1.840	-11.029	-0.999	0.514	
2.300	-11.134	0.461	0.369	
2.760	-10.672	1.481	0.248	
3.220	-9.828	2.137	0.150	
3.680	-8.751	2.501	0.073	
4.140	-7.561	2.640	0.014	
4.600	-6.348	2.612	-0.028	
5.060	-5.176	2.466	-0.057	
5.520	-4.091	2.243	-0.075	
5.980	-3.119	1.976	-0.084	
6.440	-2.276	1.690	-0.087	
6.900	-1.565	1.404	-0.084	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉯ COMBO 3 : UEB15

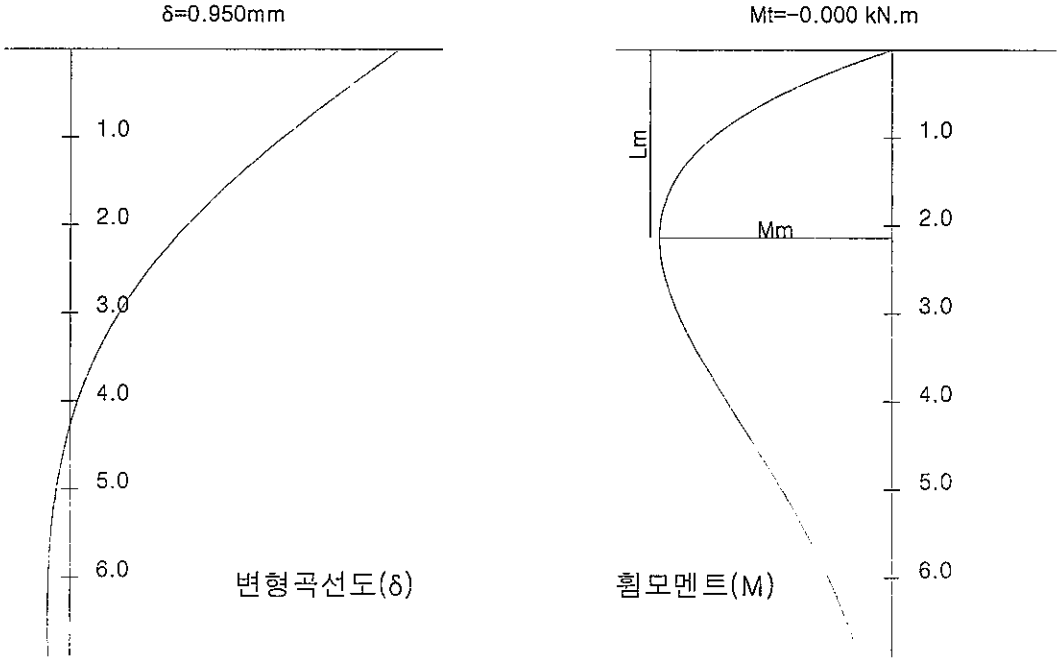
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -8.197 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.950 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.950 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-9.342	0.950	
0.460	-3.612	-6.450	0.791	
0.920	-6.013	-4.076	0.639	
1.380	-7.436	-2.186	0.500	
1.840	-8.092	-0.733	0.377	
2.300	-8.169	0.339	0.271	
2.760	-7.830	1.086	0.182	
3.220	-7.210	1.567	0.110	
3.680	-6.420	1.835	0.053	
4.140	-5.547	1.937	0.010	
4.600	-4.657	1.916	-0.021	
5.060	-3.798	1.809	-0.042	
5.520	-3.001	1.646	-0.055	
5.980	-2.289	1.449	-0.062	
6.440	-1.670	1.240	-0.064	
6.900	-1.148	1.030	-0.062	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉡ COMBO 4 : ULB22

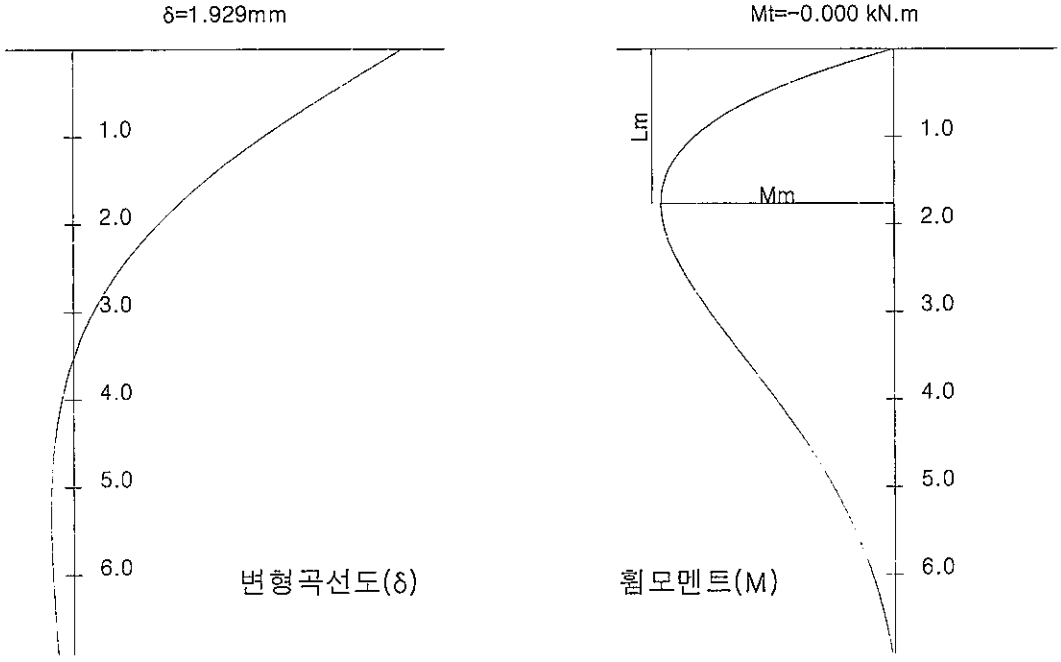
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -24.389 kN.m, 1.766 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.929 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.929 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-33.653	1.929	
0.460	-12.528	-21.280	1.539	
0.920	-19.993	-11.610	1.176	
1.380	-23.586	-4.396	0.854	
1.840	-24.363	0.695	0.581	
2.300	-23.216	4.029	0.361	
2.760	-20.870	5.969	0.190	
3.220	-17.887	6.849	0.064	
3.680	-14.685	6.966	-0.025	
4.140	-11.557	6.569	-0.082	
4.600	-8.690	5.856	-0.114	
5.060	-6.193	4.984	-0.128	
5.520	-4.112	4.064	-0.128	
5.980	-2.449	3.176	-0.120	
6.440	-1.178	2.369	-0.106	
6.900	-0.253	1.672	-0.089	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



5) 말뚝의 안정성 검토

① 말뚝의 허용지지력 검토

가) 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 마찰지지 말뚝

Ra = r/n x (Ru - Ws) + Ws - W

Ra1 = 1730.000 kN (평상시) : 『별첨자료』 참조

Ra2 = 2595.000 kN (지진시) : 『별첨자료』 참조

말뚝의 주면장 U = π x 0.500 = 1.571 m

U	N-치	토질분류	토층심도	f(kN/m²)	주면마찰력(U*f*L)
1.571	10.000	사질토	5.381	20.000	169.046
1.571	50.000	사질토	1.000	100.000	157.080
1.571	50.000	사질토	0.519	100.000	81.538
계	-	-	-	-	407.665

N≤2 의 지반에는 주면 마찰력을 고려하지 않는다.

나) 말뚝의 허용 수평변위 검토

평상시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 0.9966 mm 0.K

지진시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 1.9293 mm 0.K

다) 말뚝의 허용인발력

Pa = 1/n x Pu + W ; Pu : 주면마찰력(kN), W : 수중말뚝의 중량

W = π x (0.500² - 0.340²)/ 4 x (25.00-10.00) x 6.900

= 10.925 kN

Pa1 = 1/3.0 x 407.665 + 10.92 = 146.813 kN (평상시)

Pa2 = 1/2.0 x 407.665 + 10.92 = 214.758 kN (지진시)

라) 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	644.273	364.692	1730.000	146.813	0.K
	HINGE	638.875	370.090	1730.000	146.813	0.K
COMBO 2	FIX	644.273	364.692	1730.000	146.813	0.K
	HINGE	638.875	370.090	1730.000	146.813	0.K
COMBO 3	FIX	620.179	343.700	1730.000	146.813	0.K
	HINGE	614.752	349.127	1730.000	146.813	0.K
COMBO 4	FIX	780.205	62.395	2595.000	214.758	0.K
	HINGE	765.590	77.010	2595.000	214.758	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 : 7.00 m

이음개소수 : 0 개소

말뚝이음에 의한 허용응력 감소율 : 0.00%

장경비 (L/D) = 6.90/0.500 = 13.800 < 85 이므로 장경비에 따른 감소 없음.

따라서 허용응력의 총 감소율은 0.00% 적용

나) 말뚝의 휨응력 검토

허용 휨압축응력 fca = 28.000 MPa (평상시)

= 42.000 MPa (지진시)

허용 휨인장응력 fta = 0.000 MPa (평상시)

= -5.000 MPa (지진시)

f = fce ± M/Ze + V/Ae

= 4.104 ± M / 9906000.0 + V / 108500.0

구 분		V(kN)	M(kN.m)	fc	fca	ft	fta	비 고
COMBO 1	FIX	644.273	8.997	10.950	28.00	9.134	0.00	O.K
	HINGE	638.875	8.594	10.860	28.00	9.125	0.00	O.K
COMBO 2	FIX	644.273	8.997	10.950	28.00	9.134	0.00	O.K
	HINGE	638.875	8.594	10.860	28.00	9.125	0.00	O.K
COMBO 3	FIX	620.179	9.045	10.733	28.00	8.907	0.00	O.K
	HINGE	614.752	8.594	10.638	28.00	8.902	0.00	O.K
COMBO 4	FIX	780.205	24.359	13.754	42.00	8.836	-5.00	O.K
	HINGE	765.590	24.389	13.622	42.00	8.698	-5.00	O.K

다) 말뚝의 전단응력 검토

τsa = 0.850 MPa (평상시)

= 1.250 MPa (지진시)

τ = α x Ho / Ap

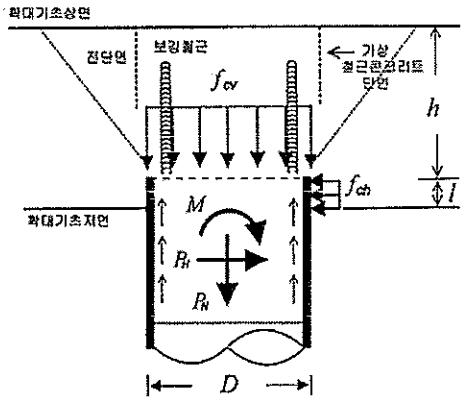
α = 4 x (D^2 + D×d + d^2) / (3 x (D^2 + d^2))

= 4 x (500.0² + 500.0×340.0 + 340.0²) / (3 x (500.0² + 340.0²))

= 1.953 : 전단형상계수

구 분		H(kN)	τ	τsa	비 고
COMBO 1	FIX	9.795	0.176	0.850	O.K
	HINGE	9.795	0.176	0.850	O.K
COMBO 2	FIX	9.795	0.176	0.850	O.K
	HINGE	9.795	0.176	0.850	O.K
COMBO 3	FIX	9.795	0.176	0.850	O.K
	HINGE	9.795	0.176	0.850	O.K
COMBO 4	FIX	33.653	0.606	1.250	O.K
	HINGE	33.653	0.606	1.250	O.K

6) 말뚝과 확대기초의 결합부 검토



① 압입력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수직지압응력

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

fck : 콘크리트의 설계기준강도(MPa)
PNmax : 상시와 지진시, 말뚝 머리에 작용하는 가장 큰 수직력(N)
D : 말뚝의 외경(mm)
fca : 상시,콘크리트의 허용지압응력 = 0.25fck (MPa), (해설표 참고)
fca' : 지진시, 콘크리트의 허용지압응력 = 1.33 × (0.25fck) (MPa)

-해설 표. 확대기초의 허용지압응력, fca(MPa)

설계기준강도 (fck,MPa)		21	24	27	30
허용지압응력 (fca,MPa)	상시 (fca)	5.25	6.00	6.75	7.50
	지진시 (fca')	6.98	7.98	8.98	9.98

* 수직지압응력(fcv) 검토 (상시)
fcv = 644273.1 / (π/4 x 500 ²)
= 3.281 MPa ≤ fca = 6.750 MPa ∴ O.K
* 수직지압응력(fcv) 검토 (지진시)
fcv = 780205.4 / (π/4 x 500 ²)
= 3.974 MPa ≤ fca' = 8.978 MPa ∴ O.K

b. 확대기초 콘크리트의 압발전단응력

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

τa3 : 상시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) ,(해설표 참조)
τa3' : 지진시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) ,(해설표 참조)
h : 확대기초의 유효두께 (mm)

-해설 표. 확대기초의 허용수직압발전단응력, τa3(MPa)

콘크리트의 설계기준강도 fck		21	24	27	30
허용압발 전단응력	상시 (τa3)	0.85	0.90	0.95	1.00
	지진시 (τa3')	1.131	1.197	1.264	1.330

* 압발전단응력(τv) 검토 (상시)
τv = 644273.1 / {π x (500 + 2200) x 2200 }
= 0.035 MPa ≤ τa3 = 0.950 MPa ∴ O.K
* 압발전단응력(τv) 검토 (지진시)
τv = 780205.4 / {π x (500 + 2200) x 2200 }
= 0.042 MPa ≤ τa3' = 1.264 MPa ∴ O.K

② 인발력에 대한 검토
원칙적으로 인발력에 대한 검토는 하지 않아도 된다. [도로교 설계기준 해설(하부구조편) P292]

③ 수평력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수평지압응력

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

PHmax : 상시와 지진시, 말뚝머리에 작용하는 최대 말뚝축직각방향력 (N)
l : 말뚝의 매입길이 = 100 mm

* 수평지압응력(fch) 검토 (상시)
fch = 9794.916 / (500 x 100)
= 0.196 MPa ≤ fca = 6.750 MPa ∴ O.K
* 수평지압응력(fch) 검토 (지진시)
fch = 33653.061 / (500 x 100)
= 0.673 MPa ≤ fca' = 8.978 MPa ∴ O.K

b. 확대기초 단부 말뚝에 대한 수평압발전단응력

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

h' : 수평방향의 압발전단에 저항하는 확대기초의 유효두께 (m)

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (상시)

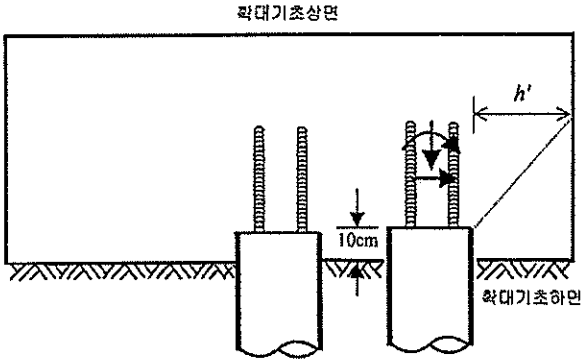
τh = 9794.916 / {400 x (200 + 500 + 800)}

= 0.016 MPa ≤ τa3 = 0.950 MPa ∴ O.K

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (지진시)

τh = 33653.061 / {400 x (200 + 500 + 800)}

= 0.056 MPa ≤ τa3' = 1.264 MPa ∴ O.K



④ 철근정착

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

fsa1 : 이형철근의 허용인장응력 (MPa) ,(해설표 참조)
Ast : 이형철근의 공칭단면적 (㎟) ,(해설표 참조)
U : 이형철근의 공칭둘레길이 (mm)
τoa : 콘크리트의 허용부착응력 (MPa) ,(해설표 참조)
d1 : 이형철근의 공칭지름 (mm)

- 해설 표. 이형철근의 허용응력, fsa1 (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, Ast(㎟)	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, τoa (MPa)

콘크리트의 설계기준강도 (fck)	21.0	24.0	27.0	30.0
이형철근과 콘크리트의 허용부착응력 (τoa)	1.4	1.6	1.7	1.8

* 철근의 정착길이

일반적으로, Lo ≥ Lomin = 35d1 로 하는 것이 좋다. Lomin = 35 x 19.1 = 668.5 mm

Lo = 150.000 x 286.500 / (1.700 x 60.000) = 421.324 (≤ 668.500)
= 668.5 (mm)

이때, 정착길이는 다음을 만족하여야 한다.

L ≥ Lo + D/2 = 668.5 + 500/2 = 918.5 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 (㎟)

A2 : 지지면적 (㎟)

* 연직지압강도

ϕVn = 0.700 x (0.85 x 27.0 x 196349.5)

= 3154355.374 N ≥ PNmax = 837555.091 N ∴ O.K

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)

bp : π × (말뚝직경 + d)

* PUNCHING 전단강도

ϕVn = 0.800 x (⅓ x √27.0 x 8325.2 x 2150)

= 24801892.507 N ≥ PNmax = 837555.091 N ∴ O.K

교각 P4(오창방향)

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 둥 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

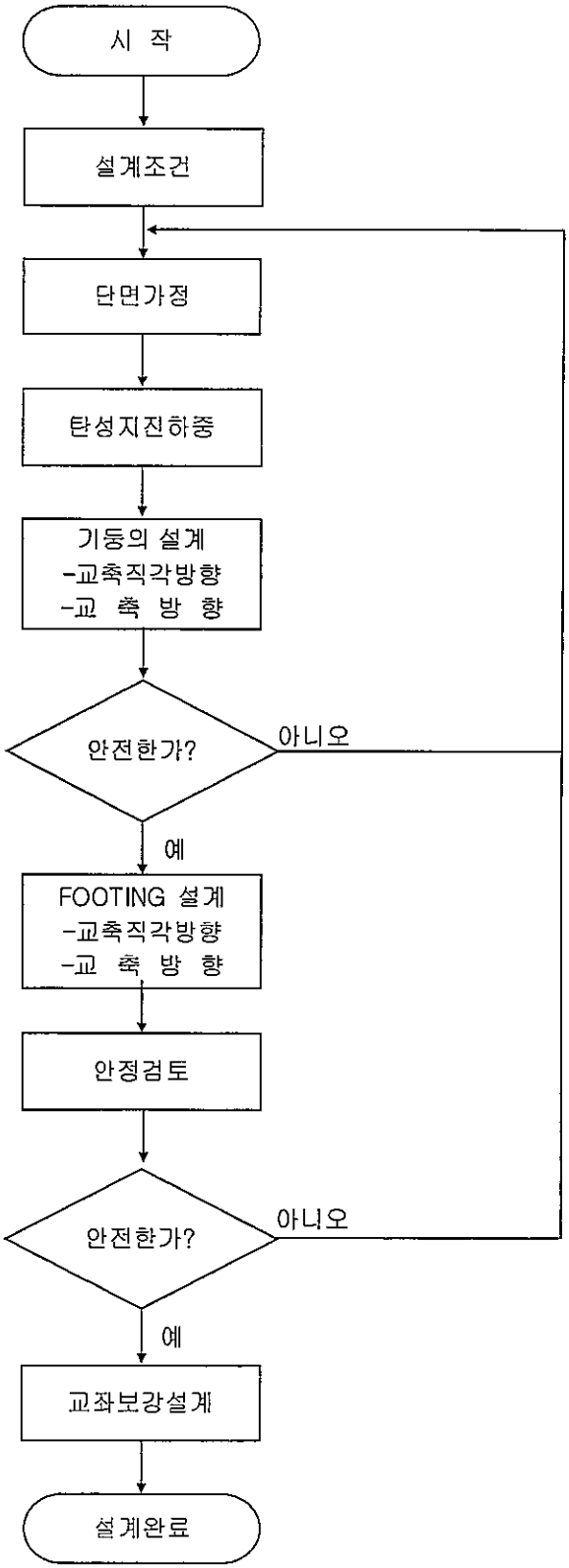
11. 기초 2방향전단(펀칭) 검토

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


시 작
설계조건
단면가정
탄성지진하중
기둥의 설계
-교축직각방향
-교 축 방 향
안전한가?
아니오
예
FOOTING 설계
-교축직각방향
-교 축 방 향
안정검토
안전한가?
아니오
예
교좌보강설계
설계완료

2. 해석결과 요약

▣ 말뚝 안정성검토 및 응력검토

구 분			허용값	발생값	비 고
교축방향	평상시	허용지지력(kN/EA)	1042.000	510.418	O.K
		허용인발력(kN/EA)	134.002	-	O.K
		휨 응력(MPa)	28.000	8.960	O.K
		전단응력(MPa)	0.850	0.050	O.K
		수평변위(mm)	15.000	0.283	O.K
	지진시	허용지지력(kN/EA)	1563.000	821.312	O.K
		허용인발력(kN/EA)	195.541	-7.237	O.K
		휨 응력(MPa)	42.000	14.805	O.K
		전단응력(MPa)	1.250	0.796	O.K
		수평변위(mm)	15.000	2.534	O.K
교축직각 방향	평상시	허용지지력(kN/EA)	1042.000	605.803	O.K
		허용인발력(kN/EA)	134.002	-	O.K
		휨 응력(MPa)	28.000	10.909	O.K
		전단응력(MPa)	0.850	0.258	O.K
		수평변위(mm)	15.000	1.457	O.K
	지진시	허용지지력(kN/EA)	1563.000	887.747	O.K
		허용인발력(kN/EA)	195.541	-73.672	O.K
		휨 응력(MPa)	42.000	15.063	O.K
		전단응력(MPa)	1.250	0.719	O.K
		수평변위(mm)	15.000	2.291	O.K

▣ 기둥의 단면 설계

단면위치		Puse	Pu(kN)	ϕPn(kN)	안전도	비 고
교축방향	축력최대	0.013	22537.504	64737.729	2.872	O.K
	모멘트최대	0.013	15344.193	64737.729	4.219	O.K
	탄성설계	0.013	11803.225	20584.112	1.744	O.K
	편심최대	0.013	10562.660	73985.976	7.004	O.K
교축직각방향	축력최대	0.013	22537.504	62728.528	2.783	O.K
	모멘트최대	0.013	15344.193	31942.818	2.082	O.K
	탄성설계	0.013	11803.225	15384.184	1.303	O.K
	편심최대	0.013	10562.660	27632.301	2.616	O.K
합성부재력	축력최대	0.013	22537.504	62728.528	2.783	O.K
	모멘트최대	0.013	15344.193	31736.486	2.068	O.K
	탄성설계	0.013	11803.225	14552.092	1.233	O.K
	편심최대	0.013	10562.660	27327.926	2.587	O.K

▣ 단면 설계

단면위치		깊이 (mm)	피복 (mm)	Req.As (mm²)	Use.As (mm²)	Mu(kN.m)	ΦMn(kN.m)	안전도	비 고
두부보	좌측내민보	2650.0	100.0	27406.605	31768.000	22405.233	25806.516	1.152	O.K
	우측내민보	2650.0	100.0	23933.906	31768.000	19664.766	25806.516	1.312	O.K
	좌측내민보수	2500.0	100.0	2143.461	5534.100	1743.927	4481.582	2.570	O.K
	우측내민보수	2500.0	100.0	2116.863	5534.100	1722.349	4481.582	2.602	O.K
	교량받침1	1895.8	100.0	132.022	31768.000	78.343	17660.386	225.423	O.K
	교량받침6	1903.9	100.0	216.304	31768.000	128.930	17747.704	137.654	O.K
	교량받침2	2583.7	100.0	12634.621	31768.000	10265.459	25090.681	2.444	O.K
	교량받침7	2593.1	100.0	12812.191	31768.000	10448.121	25192.552	2.411	O.K
	교량받침4	2355.8	100.0	12476.314	31768.000	9172.559	22629.415	2.467	O.K
	교량받침9	2344.0	100.0	12265.457	31768.000	8971.438	22502.075	2.508	O.K
	교량받침5	1426.6	100.0	289.453	31768.000	125.533	12592.312	100.310	O.K
	교량받침10	1413.8	100.0	129.220	31768.000	55.504	12454.058	224.383	O.K
기초	교축방향	2000.0	150.0	19818.368	30908.700	12311.614	19066.650	1.549	O.K
	교직-지점부	2000.0	150.0	21522.407	30908.700	13355.808	19066.650	1.428	O.K

▣ 사용성 검토

단면위치		인장응력(fs)	허용응력(fsa)	철근간격(S)	최대간격(Sq)	비 고
두부보	좌측내민보	196.511	180.000	125.000	190.740	O.K
	우측내민보	189.975	180.000	125.000	204.529	O.K
	좌측내민보수평	136.038	180.000	189.284	368.882	O.K
	우측내민보수평	134.355	180.000	189.284	376.135	O.K
	교량받침1	1.195	180.000	125.000	52715.445	O.K
	교량받침6	1.826	180.000	125.000	34496.230	O.K
	교량받침2	92.335	180.000	125.000	642.872	O.K
	교량받침7	93.608	180.000	125.000	631.272	O.K
	교량받침4	104.410	180.000	125.000	544.241	O.K
	교량받침9	101.506	180.000	125.000	565.813	O.K
	교량받침5	7.148	180.000	125.000	8813.630	O.K
	교량받침10	3.530	180.000	125.000	17847.001	O.K
기초	교축방향	140.755	180.000	123.770	215.733	O.K
	교직-지점부	164.934	180.000	123.770	133.714	O.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 : γc = 25 kN/m³ [도로교 설계기준 2.1.2]
2) 기초지반의 단위중량 : $\gamma s2$ = 20 kN/m³ [도로교설계요령 제2권 P366]
3) 교량받침 마찰계수 : fs = 0.15

3.3 지 반 조 건

1) 기초지반의 N치 : N = 10
2) 기초지반의 내부마찰각 : $\phi 2$ = 27.247 ° ; 15 + √15N
3) 기초지반의 점착력 : C = 0 kN/m²
4) 기초지반의 마찰계수 : μ = 0.328 ; TAN(⅔ · Φ2) : 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 : fck = 두부보: 27 MPa
   기둥: 27 MPa
   기초: 27 MPa
   - 탄성계수 : Ec = 두부보: 27804 MPa
   기둥: 27804 MPa
   기초: 27804 MPa
   [도로교 설계기준 2.3.3]
2) 철근의 항복 강도(SD400) : fy = 두부보: 400 MPa
   기둥: 400 MPa
   기초: 400 MPa
   - 탄성계수 : Es = 200000 MPa [도로교 설계기준 2.3.3]

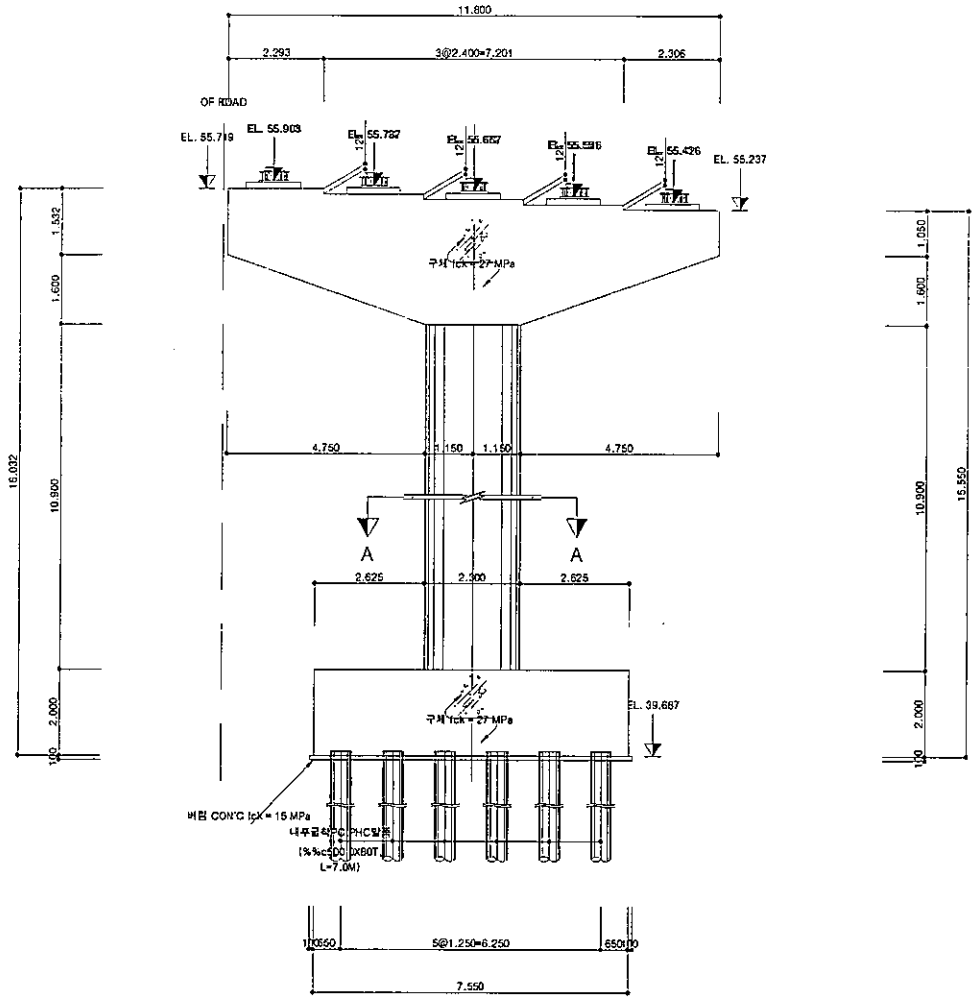
3.5 설 계 방 법

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	804.443	423.142	231.098	188.661
2	878.798	412.752	289.021	263.659
3	901.177	365.597	300.334	301.588
4	934.367	283.996	251.607	278.058
5	980.404	187.017	171.763	211.864
6	804.640	422.228	230.526	188.165
7	878.268	412.689	288.600	263.039
8	901.459	366.272	300.818	302.053
9	933.443	284.448	251.764	278.015
10	981.380	187.585	172.279	212.464
계	8998.379	3345.726	2487.810	2487.566

※ 교각자중은 25.000 kN/㎥ 의 값을 프로그램에서 자동재하

5.2 풍 하 중

1) 교축직각방향 (W-TR)

① 상부구조에 작용하는 풍하중

B/D = 11.825 / 3.335 = 3.546 [1≤ B/D< 8]

W1 = [4.0 - 0.2 x (11.825 / 3.335)] x 3.335 = 11.0 kN/m ≥ 6.0 이므로

= 10.975 kN/m

P1 = 10.975 x (40.063 + 40.093) / 2 x sin92.2

= 439.533 kN

작용위치 h = 3.335/2 + 0.400 + 1.050/2 = 2.592 m

작용모멘트 My = Ph x h = 439.533 x 2.592 = 1139.48 kN.m

② 하부구조에 작용하는 풍하중

W'copping = 3.000 x 2.650 x 2.500 = 19.875 kN

W'column = 1.500 x 2.300 = 3.45 kN/m (풍상측)

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용 한다.

2) 교축방향 (W-LO)

① 하부구조에 작용하는 풍하중

W'copping = 79.333 kN (Copping 높이에 따라 재하)

W'column = 1.500 x 2.300 = 3.45 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 x (40.063 + 40.093)/2 x sin92.2 = 60.073 kN

작용위치 h = 2.527 + 1.500 + 1.050/2 = 4.552 m

작용모멘트 My = Ph x h = 60.073 x 4.552 = 273.434 kN.m

5.4 온도하중 산정

1) 교축직각방향 (G-TR)

연평균 온도변화차 ΔT = 10℃ 적용

2) 교축방향 (G-LO)

① 교각의 종방향 변위를 유발하는 수평력

고정단이므로 교량받침마찰력에 의한 수평력은 고려하지 않는다.

: 일반적으로 고정단에서도 교량받침의 마찰력보다는 지진시의 상부구조에 의한
수평력이 크기 때문에 지진시의 수평력을 고려한다.

5.5 유수압 (Q1-TR)

$P = 10 K v^2 A = 10 \times 0.040 \times 2.290^2 \times 5.872$

= 12.317 kN

k : 단면형상에 따른 저항계수

v : 최대유속 (m/sec)

A : 교각의 투영면적 (m^2), A = 2.553 x 2.300 = 5.872 m^2

H : 수심 (m)

하저면에서 0.6H 위치에 작용하는 것으로 한다.

작용위치 h = 3.812 m (기초상단으로 부터)

5.6 유목, 선박, 기타 부유물의 충돌하중 (COL-TR)

P = 0.1 W v = 0.1 x 100.000 x 2.290

= 22.900 kN

W : 유목, 선박, 기타 부유물 등 유송물의 중량 (kN)

v : 표면유속 (m/sec)

수면 상단에 작용하는 것으로 한다.

작용위치 h = 4.833 m (기초상단으로 부터)

5.7 양압력 및 부력 (Q3)

P = A H w = 4.155 x 4.833 x 10.000

= 200.810 kN

w : 유수의 단위중량 (kN/m^3)

H : HWL - 기초상단 EL, H = 46.520 - 41.687 = 4.833 m

A : 기둥의 단면적 (m^2) , A = π x 1.150^2 = 4.155 m^2

5.8 지진에 의한 하중 : 내진해석 참조

구 분			교축 방향			교축직각방향		
위치	하중경우	기둥	전단력	모멘트	변위(m)	전단력	모멘트	변위(m)
기둥상단	하중경우 1	기둥 1	1517.000	1236.000	0.02360	493.000	2055.000	0.01080
	하중경우 2	기둥 1	544.000	651.000	0.00870	1383.000	5730.000	0.03080
기둥하단	하중경우 1	기둥 1	1591.000	17447.000	0.00000	516.000	7033.000	0.00000
	하중경우 2	기둥 1	569.000	6360.000	0.00000	1451.000	19952.000	0.00000

5.9 하중조합 : 사용하중 검토시

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	CO	Q
SVB01	1.00	1.00									1.00
SVB02	1.00		1.00								1.00
SVB03	1.00			1.00							1.00
SVB04	1.00				1.00						1.00
SVB05	1.00	1.00			0.50	1.00					1.00
SVB06	1.00		1.00		0.50	1.00					1.00
SVB07	1.00			1.00	0.50	1.00					1.00
SVB08	1.00	1.00					1.00	1.00			1.00
SVB09	1.00	1.00					-1.00	1.00			1.00
SVB10	1.00		1.00				1.00	1.00			1.00
SVB11	1.00		1.00				-1.00	1.00			1.00
SVB12	1.00			1.00			1.00	1.00			1.00
SVB13	1.00			1.00			-1.00	1.00			1.00
SVB14	1.00				1.00		1.00	1.00			1.00
SVB15	1.00				1.00		-1.00	1.00			1.00
SVB16	1.00	1.00			0.50	1.00	1.00	1.00			1.00
SVB17	1.00	1.00			0.50	1.00	-1.00	1.00			1.00
SVB18	1.00		1.00		0.50	1.00	1.00	1.00			1.00
SVB19	1.00		1.00		0.50	1.00	-1.00	1.00			1.00
SVB20	1.00			1.00	0.50	1.00	1.00	1.00			1.00
SVB21	1.00			1.00	0.50	1.00	-1.00	1.00			1.00
SVB22	1.00								1.00		1.00
SVB23	1.00	1.00								1.00	1.00
SVB24	1.00		1.00							1.00	1.00
SVB25	1.00			1.00						1.00	1.00
SVB26	1.00				1.00					1.00	1.00

D = 고정하중 또는 이에 따른 단면력

L = 활하중 또는 이에 따른 단면력

W = 풍하중 또는 이에 따른 단면력

WL = 차량활하중에 작용하는 풍하중 또는 이에 따른 단면력

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.

5.10 하중조합 : 계수하중 검토시

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	CO	Q
ULB01	1.30	2.15									1.30
ULB02	1.30		2.15								1.30
ULB03	1.30			2.15							1.30
ULB04	1.30				1.30						1.30
ULB05	1.30	1.30			0.65	1.30					1.30
ULB06	1.30		1.30		0.65	1.30					1.30
ULB07	1.30			1.30	0.65	1.30					1.30
ULB08	1.30	1.30					1.30	1.30			1.30
ULB09	1.30	1.30					-1.30	1.30			1.30
ULB10	1.30		1.30				1.30	1.30			1.30
ULB11	1.30		1.30				-1.30	1.30			1.30
ULB12	1.30			1.30			1.30	1.30			1.30
ULB13	1.30			1.30			-1.30	1.30			1.30
ULB14	1.25				1.25		1.25	1.30			1.25
ULB15	1.25				1.25		-1.25	1.30			1.25
ULB16	1.25	1.25			0.63	1.25	1.25	1.30			1.25
ULB17	1.25	1.25			0.63	1.25	-1.25	1.30			1.25
ULB18	1.25		1.25		0.63	1.25	1.25	1.30			1.25
ULB19	1.25		1.25		0.63	1.25	-1.25	1.30			1.25
ULB20	1.25			1.25	0.63	1.25	1.25	1.30			1.25
ULB21	1.25			1.25	0.63	1.25	-1.25	1.30			1.25
ULB22	1.00								1.00		1.00
ULB23	1.30	1.30								1.30	1.30
ULB24	1.30		1.30							1.30	1.30
ULB25	1.30			1.30						1.30	1.30
ULB26	1.20				1.20					1.20	1.20

※ 위 테이블에 표시된 ULB는 교축방향이며, 모델링상의 ULO 는 교직방향을 나타냅니다.
ULB 와 ULO 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

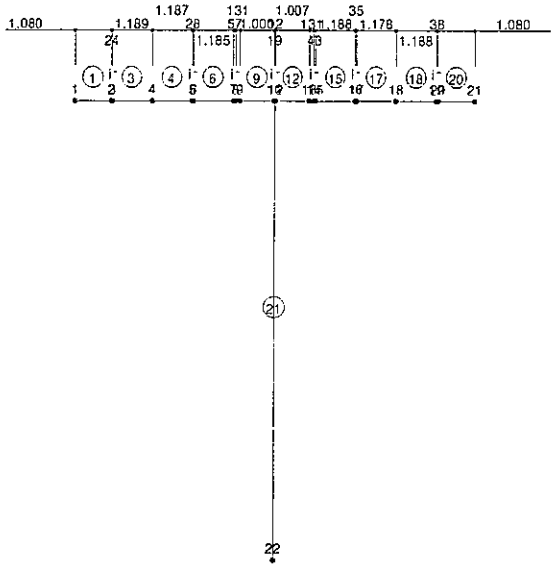
5.11 하중조합 : 계수하중 검토시 (최대편심)

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	CO	Q
UEB01	1.00	2.15									1.30
UEB02	1.00		2.15								1.30
UEB03	1.00			2.15							1.30
UEB04	1.00				1.30						1.30
UEB05	1.00	1.30			0.65	1.30					1.30
UEB06	1.00		1.30		0.65	1.30					1.30
UEB07	1.00			1.30	0.65	1.30					1.30
UEB08	1.00	1.30					1.30	1.30			1.30
UEB09	1.00	1.30					-1.30	1.30			1.30
UEB10	1.00		1.30				1.30	1.30			1.30
UEB11	1.00		1.30				-1.30	1.30			1.30
UEB12	1.00			1.30			1.30	1.30			1.30
UEB13	1.00			1.30			-1.30	1.30			1.30
UEB14	0.95				1.25		1.25	1.30			1.25
UEB15	0.95				1.25		-1.25	1.30			1.25
UEB16	0.95	1.25			0.63	1.25	1.25	1.30			1.25
UEB17	0.95	1.25			0.63	1.25	-1.25	1.30			1.25
UEB18	0.95		1.25		0.63	1.25	1.25	1.30			1.25
UEB19	0.95		1.25		0.63	1.25	-1.25	1.30			1.25
UEB20	0.95			1.25	0.63	1.25	1.25	1.30			1.25
UEB21	0.95			1.25	0.63	1.25	-1.25	1.30			1.25
UEB22	1.00								1.00		1.00
UEB23	1.00	1.30								1.30	1.30
UEB24	1.00		1.30							1.30	1.30
UEB25	1.00			1.30						1.30	1.30
UEB26	0.90				1.20					1.20	1.20

※ 위 테이블에 표시된 UEB는 교축방향이며, 모델링상의 UE0 는 교직방향을 나타냅니다.
UEB 와 UE0 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

6. 구 조 해 석

6.1 해석 모델링



6.2 절점 좌표

절점	X	Z	절점	X	Z	절점	X	Z	절점	X	Z
1	0.000	13.025	7	4.693	13.025	13	6.919	13.025	19	10.682	13.025
2	1.080	13.025	8	4.750	13.025	14	7.050	13.025	20	10.720	13.025
3	1.104	13.025	9	4.881	13.025	15	7.093	13.025	21	11.800	13.025
4	2.293	13.025	10	5.881	13.025	16	8.281	13.025	22	5.900	0.000
5	3.480	13.025	11	5.900	13.025	17	8.316	13.025			
6	3.508	13.025	12	5.912	13.025	18	9.494	13.025			

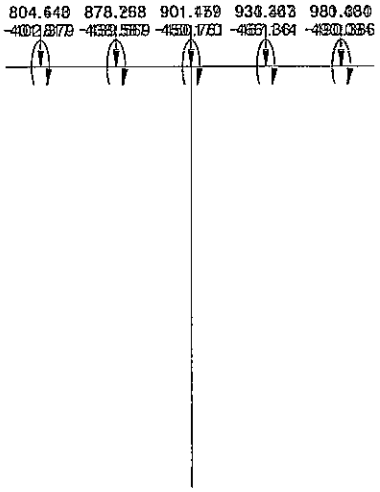
6.3 단면 제원

구 분	B(m)	H(m)	A(m^2)	I22(m^4)	I33(m^4)	적용절점
①	2.500	1.050	2.625	1.367188	0.241172	21
②	2.500	1.414	3.535	1.841146	0.588989	20
③	2.500	1.427	3.567	1.858073	0.605384	19
④	2.500	1.532	3.830	1.994792	0.749092	1
⑤	2.500	1.827	4.567	2.378906	1.270499	18
⑥	2.500	1.896	4.740	2.468750	1.419952	2
⑦	2.500	1.904	4.760	2.479167	1.438002	3
⑧	2.500	2.184	5.460	2.843750	2.170284	4
⑨	2.500	2.344	5.860	3.052083	2.683067	17
⑩	2.500	2.356	5.890	3.067708	2.724486	16
⑪	2.500	2.584	6.460	3.364583	3.594482	5
⑫	2.500	2.593	6.482	3.376302	3.632171	6
⑬	2.500	2.877	7.192	3.746094	4.961104	15
⑭	2.500	2.891	7.228	3.764323	5.033882	8~14
⑮	2.500	2.992	7.480	3.895833	5.580120	7
16	2.300	0.000	4.155	1.373666	1.373666	기둥상단
17	2.300	0.000	4.155	1.373666	1.373666	기둥하단

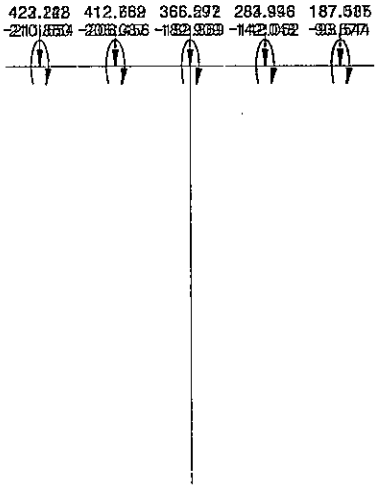
6.4 하중재하도

1) 연직하중

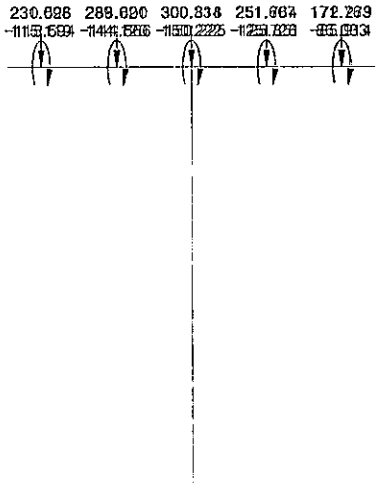
① 고정하중 (D)



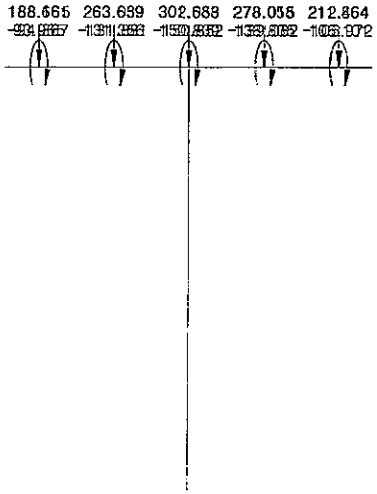
② 활하중 : 만재하시 (L1)



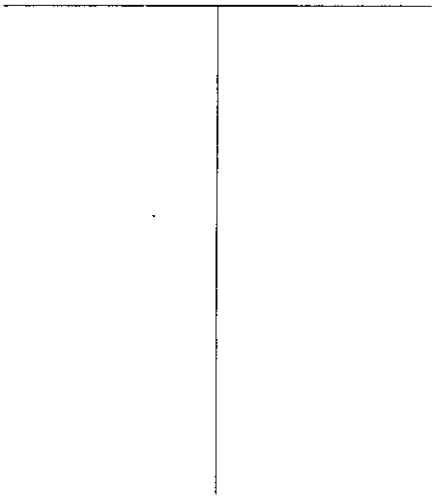
③ 활하중 : 좌측 편재하시 (L2)



④ 활하중 : 우측 편재하시 (L3)



⑤ 양압력 및 부력 (Q3)

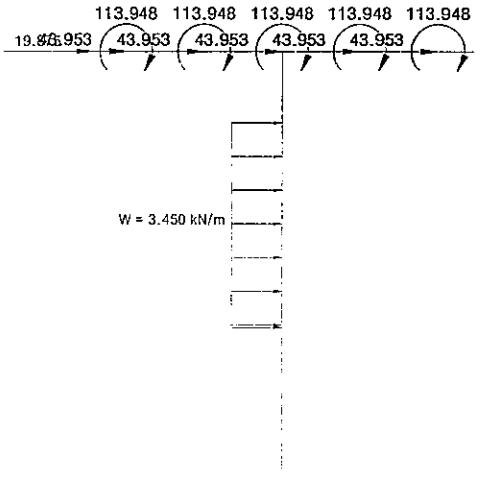


HWL : EL = 46.520 m
기초상단 : EL = 41.687 m
하저면 : EL = 43.967 m

2) 수평하중

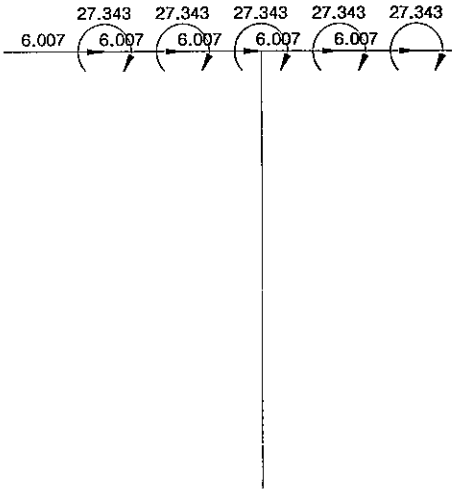
① 교축직각 방향

㉮ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-TR)



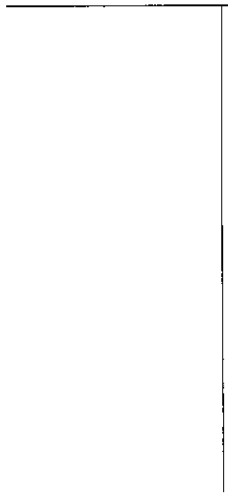
P = 439.533/10EA = 43.953 kN
M = 1139.484/10EA = 113.948 kN

㉰ 풍하중 : 활하중에 재하되는 풍하중 (WL)



P = 60.073/10EA = 6.007 kN
M = 273.434/10EA = 27.343 kN

㉱ 온도하중 (G-TR) : 온도변화범위 ΔTx = 10℃

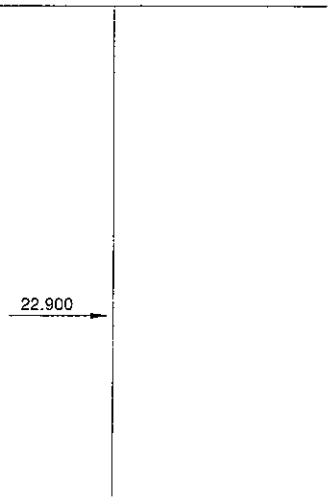


㉲ 유수압 (Q1-TR)



HWL : EL = 46.520 m
기초상단 : EL = 41.687 m
하저면 : EL = 43.967 m

㉲ 유목, 선박, 기타 부유물의 충돌하중 (COL-TR)

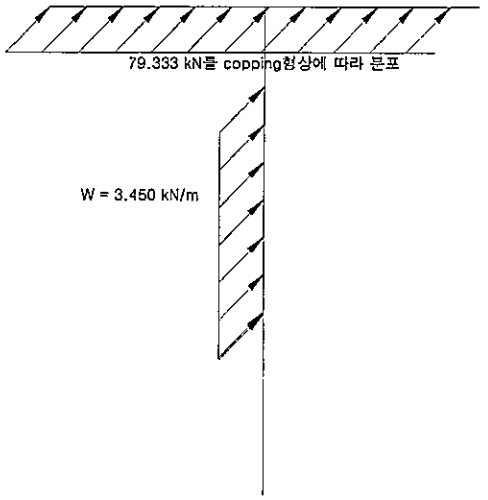


HWL : EL = 46.520 m

기초상단 : EL = 41.687 m

② 교축 방향

㉮ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-LO)



7. 해석결과 집계

7.1 하중별 부재력 집계

① 기둥 : 부재번호 21 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-10871.862	1523.031	0.000	-12004.035	1523.031	0.000	
L1	-3345.726	-2891.217	0.000	-3345.726	-2891.217	0.000	
L2	-2487.810	-752.260	0.000	-2487.810	-752.260	0.000	
L3	-2487.566	289.816	0.000	-2487.566	289.816	0.000	
W-TR	0.000	2115.717	-459.410	0.000	7287.937	-480.339	
WL	0.000	401.088	-60.073	0.000	1055.882	-60.073	
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-TR	0.000	5730.000	1383.000	0.000	19952.000	1451.000	
Q1-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	46.958	-12.317	
Q3	200.810	0.000	0.000	200.810	0.000	0.000	
COL-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	110.689	-22.900	

(교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-10871.862	3.654	0.000	-12004.035	3.654	0.000	
L1	-3345.726	1.004	0.000	-3345.726	1.004	0.000	
L2	-2487.810	0.930	0.000	-2487.810	0.930	0.000	
L3	-2487.566	1.058	0.000	-2487.566	1.058	0.000	
W-LO	0.000	-168.581	79.335	0.000	-1197.976	100.264	
WL	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
G-LO1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-LO	0.000	1236.000	1517.000	0.000	17447.000	1591.000	
Q3	200.810	0.000	0.000	200.810	0.000	0.000	

② 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재9, 절점9)		우측 (부재12, 절점13)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-10043.863	4058.950	-11203.950	-4421.314	
L1	-4348.005	1670.811	-2200.932	-943.046	
L2	-2550.266	1039.245	-1995.580	-847.413	
L3	-2158.338	903.524	-2371.922	-980.401	
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	
W-TR	455.792	0.000	-455.792	0.000	
WL	109.374	0.000	-109.374	0.000	
G-LO1	0.000	0.000	0.000	0.000	
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	
Q1-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	
Q3	0.000	0.000	0.000	0.000	
COL-TR	0.000	0.000	0.000	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	-60.264	920.138	-82.381	1727.628	-4557.797	2935.184
L1	0.000	423.142	-10.155	845.370	-2018.755	1258.122
L2	0.000	231.098	-5.546	461.624	-1102.365	750.645
L3	0.000	188.661	-4.528	376.826	-899.866	640.485
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	113.948	0.000	227.896	0.000	341.844	0.000
WL	27.343	0.000	54.687	0.000	82.030	0.000
G-LO1	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-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Q1-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Q3	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
COL-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

구 분	S4(절점6)		S5(절점16)		S6(절점17)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	-4640.046	3817.982	-5341.412	-4195.618	-5227.358	-3256.110
L1	-2053.982	1670.811	-916.503	-943.046	-893.437	-659.050
L2	-1123.383	1039.245	-841.403	-847.413	-820.550	-595.806
L3	-917.800	903.524	-1036.616	-980.401	-1012.034	-702.343
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	455.792	0.000	-455.792	0.000	-341.844	0.000
WL	109.374	0.000	-109.374	0.000	-82.030	0.000
G-LO1	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-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Q1-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Q3	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
COL-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

구 분	S7(절점19)		S8(절점20)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	-83.212	-2048.318	-42.695	-1064.540
L1	-7.128	-374.602	0.000	-187.585
L2	-6.547	-344.042	0.000	-172.279
L3	-8.074	-424.328	0.000	-212.464
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	-227.896	0.000	-113.948	0.000
WL	-54.687	0.000	-27.343	0.000
G-LO1	0.000	0.000	0.000	0.000
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000
E-LO	0.000	0.000	0.000	0.000
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000
Q1-TR	0.000	0.000	0.000	0.000
Q3	0.000	0.000	0.000	0.000
COL-TR	0.000	0.000	0.000	0.000

7.2 사용하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 21 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-14016.778	-1368.186	0.000	-15148.951	-1321.229	-12.317	
SV002	-13158.862	770.771	0.000	-14291.035	817.728	-12.317	
SV003	-13158.618	1812.846	0.000	-14290.791	1859.804	-12.317	
SV004	-10671.052	3638.748	-459.410	-11803.225	8857.925	-492.656	
SV005	-14016.778	90.760	-289.778	-15148.951	3378.622	-312.559	
SV006	-13158.862	2229.717	-289.778	-14291.035	5517.579	-312.559	
SV007	-13158.618	3271.793	-289.778	-14290.791	6559.654	-312.559	
SV008	-14016.778	-1368.186	0.000	-15148.951	-1321.229	-12.317	
SV009	-14016.778	-1368.186	0.000	-15148.951	-1321.229	-12.317	
SV010	-13158.862	770.771	0.000	-14291.035	817.728	-12.317	
SV011	-13158.862	770.771	0.000	-14291.035	817.728	-12.317	
SV012	-13158.618	1812.846	0.000	-14290.791	1859.804	-12.317	
SV013	-13158.618	1812.846	0.000	-14290.791	1859.804	-12.317	
SV014	-10671.052	3638.748	-459.410	-11803.225	8857.925	-492.656	
SV015	-10671.052	3638.748	-459.410	-11803.225	8857.925	-492.656	
SV016	-14016.778	90.760	-289.778	-15148.951	3378.622	-312.559	
SV017	-14016.778	90.760	-289.778	-15148.951	3378.622	-312.559	
SV018	-13158.862	2229.717	-289.778	-14291.035	5517.579	-312.559	
SV019	-13158.862	2229.717	-289.778	-14291.035	5517.579	-312.559	
SV020	-13158.618	3271.793	-289.778	-14290.791	6559.654	-312.559	
SV021	-13158.618	3271.793	-289.778	-14290.791	6559.654	-312.559	
SV022	-10671.052	7253.031	1383.000	-11803.225	21521.988	1438.683	
SV023	-14016.778	-1368.186	0.000	-15148.951	-1210.540	-35.217	
SV024	-13158.862	770.771	0.000	-14291.035	928.417	-35.217	
SV025	-13158.618	1812.846	0.000	-14290.791	1970.493	-35.217	
SV026	-10671.052	3638.748	-459.410	-11803.225	8968.614	-515.556	

2) 교축방향 (교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SVB01	-14016.778	4.658	0.000	-15148.951	4.658	0.000	
SVB02	-13158.862	4.584	0.000	-14291.035	4.584	0.000	
SVB03	-13158.618	4.712	0.000	-14290.791	4.712	0.000	
SVB04	-10671.052	-164.927	79.335	-11803.225	-1194.322	100.264	
SVB05	-14016.778	-79.632	39.667	-15148.951	-594.330	50.132	
SVB06	-13158.862	-79.706	39.667	-14291.035	-594.404	50.132	
SVB07	-13158.618	-79.578	39.667	-14290.791	-594.276	50.132	
SVB08	-14016.778	4.658	0.000	-15148.951	4.658	0.000	
SVB09	-14016.778	4.658	0.000	-15148.951	4.658	0.000	
SVB10	-13158.862	4.584	0.000	-14291.035	4.584	0.000	
SVB11	-13158.862	4.584	0.000	-14291.035	4.584	0.000	
SVB12	-13158.618	4.712	0.000	-14290.791	4.712	0.000	
SVB13	-13158.618	4.712	0.000	-14290.791	4.712	0.000	
SVB14	-10671.052	-164.927	79.335	-11803.225	-1194.322	100.264	
SVB15	-10671.052	-164.927	79.335	-11803.225	-1194.322	100.264	
SVB16	-14016.778	-79.632	39.667	-15148.951	-594.330	50.132	
SVB17	-14016.778	-79.632	39.667	-15148.951	-594.330	50.132	
SVB18	-13158.862	-79.706	39.667	-14291.035	-594.404	50.132	
SVB19	-13158.862	-79.706	39.667	-14291.035	-594.404	50.132	
SVB20	-13158.618	-79.578	39.667	-14290.791	-594.276	50.132	
SVB21	-13158.618	-79.578	39.667	-14290.791	-594.276	50.132	
SVB22	-10671.052	1239.654	1517.000	-11803.225	17450.654	1591.000	
SVB23	-14016.778	4.658	0.000	-15148.951	4.658	0.000	
SVB24	-13158.862	4.584	0.000	-14291.035	4.584	0.000	
SVB25	-13158.618	4.712	0.000	-14290.791	4.712	0.000	
SVB26	-10671.052	-164.927	79.335	-11803.225	-1194.322	100.264	

3) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재9, 절점9)		우측 (부재12, 절점13)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-14391.868	5729.761	-13404.882	-5364.360	
SV002	-12594.129	5098.195	-13199.529	-5268.727	
SV003	-12202.201	4962.474	-13575.871	-5401.715	
SV004	-9588.071	4058.950	-11659.742	-4421.314	
SV005	-14054.598	5729.761	-13742.151	-5364.360	
SV006	-12256.859	5098.195	-13536.799	-5268.727	
SV007	-11864.931	4962.474	-13913.141	-5401.715	
SV008	-14391.868	5729.761	-13404.882	-5364.360	
SV009	-14391.868	5729.761	-13404.882	-5364.360	
SV010	-12594.129	5098.195	-13199.529	-5268.727	
SV011	-12594.129	5098.195	-13199.529	-5268.727	
SV012	-12202.201	4962.474	-13575.871	-5401.715	
SV013	-12202.201	4962.474	-13575.871	-5401.715	
SV014	-9588.071	4058.950	-11659.742	-4421.314	
SV015	-9588.071	4058.950	-11659.742	-4421.314	
SV016	-14054.598	5729.761	-13742.151	-5364.360	
SV017	-14054.598	5729.761	-13742.151	-5364.360	
SV018	-12256.859	5098.195	-13536.799	-5268.727	
SV019	-12256.859	5098.195	-13536.799	-5268.727	
SV020	-11864.931	4962.474	-13913.141	-5401.715	
SV021	-11864.931	4962.474	-13913.141	-5401.715	
SV022	-10043.863	4058.950	-11203.950	-4421.314	
SV023	-14391.868	5729.761	-13404.882	-5364.360	
SV024	-12594.129	5098.195	-13199.529	-5268.727	
SV025	-12202.201	4962.474	-13575.871	-5401.715	
SV026	-9588.071	4058.950	-11659.742	-4421.314	

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)
SV001	-60.264	1343.280	-92.537	2572.998	-6576.552	4193.306
SV002	-60.264	1151.236	-87.928	2189.252	-5660.162	3685.829
SV003	-60.264	1108.799	-86.909	2104.454	-5457.664	3575.669
SV004	-60.264	920.138	145.515	1727.628	-4329.901	2935.184
SV005	-60.264	1343.280	76.098	2572.998	-6407.917	4193.306
SV006	-60.264	1151.236	80.707	2189.252	-5491.527	3685.829
SV007	-60.264	1108.799	81.725	2104.454	-5289.029	3575.669
SV008	-60.264	1343.280	-92.537	2572.998	-6576.552	4193.306
SV009	-60.264	1343.280	-92.537	2572.998	-6576.552	4193.306
SV010	-60.264	1151.236	-87.928	2189.252	-5660.162	3685.829
SV011	-60.264	1151.236	-87.928	2189.252	-5660.162	3685.829
SV012	-60.264	1108.799	-86.909	2104.454	-5457.664	3575.669
SV013	-60.264	1108.799	-86.909	2104.454	-5457.664	3575.669
SV014	-60.264	920.138	145.515	1727.628	-4329.901	2935.184
SV015	-60.264	920.138	145.515	1727.628	-4329.901	2935.184
SV016	-60.264	1343.280	76.098	2572.998	-6407.917	4193.306
SV017	-60.264	1343.280	76.098	2572.998	-6407.917	4193.306
SV018	-60.264	1151.236	80.707	2189.252	-5491.527	3685.829
SV019	-60.264	1151.236	80.707	2189.252	-5491.527	3685.829
SV020	-60.264	1108.799	81.725	2104.454	-5289.029	3575.669
SV021	-60.264	1108.799	81.725	2104.454	-5289.029	3575.669
SV022	-60.264	920.138	-82.381	1727.628	-4557.797	2935.184
SV023	-60.264	1343.280	-92.537	2572.998	-6576.552	4193.306
SV024	-60.264	1151.236	-87.928	2189.252	-5660.162	3685.829
SV025	-60.264	1108.799	-86.909	2104.454	-5457.664	3575.669
SV026	-60.264	920.138	145.515	1727.628	-4329.901	2935.184

구 분	S4(절점6)		S5(절점16)		S6(절점17)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	-6694.028	5488.793	-6257.915	-5138.664	-6120.795	-3915.160
SV002	-5763.429	4857.227	-6182.815	-5043.031	-6047.908	-3851.916
SV003	-5557.846	4721.506	-6378.028	-5176.019	-6239.392	-3958.453
SV004	-4298.202	3817.982	-5797.204	-4195.618	-5569.202	-3256.110
SV005	-6441.076	5488.793	-6595.185	-5138.664	-6373.747	-3915.160
SV006	-5510.477	4857.227	-6520.085	-5043.031	-6300.861	-3851.916
SV007	-5304.894	4721.506	-6715.297	-5176.019	-6492.344	-3958.453
SV008	-6694.028	5488.793	-6257.915	-5138.664	-6120.795	-3915.160
SV009	-6694.028	5488.793	-6257.915	-5138.664	-6120.795	-3915.160
SV010	-5763.429	4857.227	-6182.815	-5043.031	-6047.908	-3851.916
SV011	-5763.429	4857.227	-6182.815	-5043.031	-6047.908	-3851.916
SV012	-5557.846	4721.506	-6378.028	-5176.019	-6239.392	-3958.453
SV013	-5557.846	4721.506	-6378.028	-5176.019	-6239.392	-3958.453
SV014	-4298.202	3817.982	-5797.204	-4195.618	-5569.202	-3256.110
SV015	-4298.202	3817.982	-5797.204	-4195.618	-5569.202	-3256.110
SV016	-6441.076	5488.793	-6595.185	-5138.664	-6373.747	-3915.160
SV017	-6441.076	5488.793	-6595.185	-5138.664	-6373.747	-3915.160
SV018	-5510.477	4857.227	-6520.085	-5043.031	-6300.861	-3851.916
SV019	-5510.477	4857.227	-6520.085	-5043.031	-6300.861	-3851.916
SV020	-5304.894	4721.506	-6715.297	-5176.019	-6492.344	-3958.453
SV021	-5304.894	4721.506	-6715.297	-5176.019	-6492.344	-3958.453
SV022	-4640.046	3817.982	-5341.412	-4195.618	-5227.358	-3256.110
SV023	-6694.028	5488.793	-6257.915	-5138.664	-6120.795	-3915.160
SV024	-5763.429	4857.227	-6182.815	-5043.031	-6047.908	-3851.916
SV025	-5557.846	4721.506	-6378.028	-5176.019	-6239.392	-3958.453
SV026	-4298.202	3817.982	-5797.204	-4195.618	-5569.202	-3256.110

구 분	S7(절점19)		S8(절점20)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	-90.340	-2422.920	-42.695	-1252.125
SV002	-89.758	-2392.360	-42.695	-1236.819
SV003	-91.285	-2472.646	-42.695	-1277.004
SV004	-311.108	-2048.318	-156.643	-1064.540
SV005	-258.975	-2422.920	-127.013	-1252.125
SV006	-258.393	-2392.360	-127.013	-1236.819
SV007	-259.920	-2472.646	-127.013	-1277.004
SV008	-90.340	-2422.920	-42.695	-1252.125
SV009	-90.340	-2422.920	-42.695	-1252.125
SV010	-89.758	-2392.360	-42.695	-1236.819
SV011	-89.758	-2392.360	-42.695	-1236.819
SV012	-91.285	-2472.646	-42.695	-1277.004
SV013	-91.285	-2472.646	-42.695	-1277.004
SV014	-311.108	-2048.318	-156.643	-1064.540
SV015	-311.108	-2048.318	-156.643	-1064.540
SV016	-258.975	-2422.920	-127.013	-1252.125
SV017	-258.975	-2422.920	-127.013	-1252.125
SV018	-258.393	-2392.360	-127.013	-1236.819
SV019	-258.393	-2392.360	-127.013	-1236.819
SV020	-259.920	-2472.646	-127.013	-1277.004
SV021	-259.920	-2472.646	-127.013	-1277.004
SV022	-83.212	-2048.318	-42.695	-1064.540
SV023	-90.340	-2422.920	-42.695	-1252.125
SV024	-89.758	-2392.360	-42.695	-1236.819
SV025	-91.285	-2472.646	-42.695	-1277.004
SV026	-311.108	-2048.318	-156.643	-1064.540

7.3 계수하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 21 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-21065.678	-4236.177	0.000	-22537.504	-4175.132	-16.012	
UL002	-19221.159	362.581	0.000	-20692.984	423.626	-16.012	
UL003	-19220.634	2603.043	0.000	-20692.460	2664.088	-16.012	
UL004	-13872.368	4730.372	-597.233	-15344.193	11515.302	-640.453	
UL005	-18221.811	117.988	-376.711	-19693.636	4392.208	-406.327	
UL006	-17106.521	2898.633	-376.711	-18578.346	7172.852	-406.327	
UL007	-17106.203	4253.331	-376.711	-18578.028	8527.551	-406.327	
UL008	-18221.811	-1778.642	0.000	-19693.636	-1717.598	-16.012	
UL009	-18221.811	-1778.642	0.000	-19693.636	-1717.598	-16.012	
UL010	-17106.521	1002.002	0.000	-18578.346	1063.047	-16.012	
UL011	-17106.521	1002.002	0.000	-18578.346	1063.047	-16.012	
UL012	-17106.203	2356.700	0.000	-18578.028	2417.745	-16.012	
UL013	-17106.203	2356.700	0.000	-18578.028	2417.745	-16.012	
UL014	-13338.815	4548.435	-574.263	-14754.031	11072.406	-615.820	
UL015	-13338.815	4548.435	-574.263	-14754.031	11072.406	-615.820	
UL016	-17520.972	113.450	-362.222	-18936.189	4223.277	-390.699	
UL017	-17520.972	113.450	-362.222	-18936.189	4223.277	-390.699	
UL018	-16448.577	2787.147	-362.222	-17863.794	6896.973	-390.699	
UL019	-16448.577	2787.147	-362.222	-17863.794	6896.973	-390.699	
UL020	-16448.272	4089.741	-362.222	-17863.489	8199.568	-390.699	
UL021	-16448.272	4089.741	-362.222	-17863.489	8199.568	-390.699	
UL022	-10671.052	7253.031	1383.000	-11803.225	21521.988	1438.683	
UL023	-18221.811	-1778.642	0.000	-19693.636	-1573.702	-45.782	
UL024	-17106.521	1002.002	0.000	-18578.346	1206.942	-45.782	
UL025	-17106.203	2356.700	0.000	-18578.028	2561.640	-45.782	
UL026	-12805.262	4366.497	-551.292	-14163.870	10762.336	-618.667	

2) 교축직각방향(편심최대)

① 기둥 : 부재번호 21 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UE001	-17804.120	-4693.086	0.000	-18936.293	-4632.041	-16.012	
UE002	-15959.600	-94.328	0.000	-17091.774	-33.284	-16.012	
UE003	-15959.076	2146.134	0.000	-17091.249	2207.179	-16.012	
UE004	-10610.809	4273.463	-597.233	-11742.982	11058.393	-640.453	
UE005	-14960.253	-338.921	-376.711	-16092.426	3935.299	-406.327	
UE006	-13844.962	2441.723	-376.711	-14977.135	6715.943	-406.327	
UE007	-13844.645	3796.422	-376.711	-14976.818	8070.641	-406.327	
UE008	-14960.253	-2235.552	0.000	-16092.426	-2174.507	-16.012	
UE009	-14960.253	-2235.552	0.000	-16092.426	-2174.507	-16.012	
UE010	-13844.962	545.093	0.000	-14977.135	606.137	-16.012	
UE011	-13844.962	545.093	0.000	-14977.135	606.137	-16.012	
UE012	-13844.645	1899.791	0.000	-14976.818	1960.836	-16.012	
UE013	-13844.645	1899.791	0.000	-14976.818	1960.836	-16.012	
UE014	-10077.256	4091.526	-574.263	-11152.821	10615.497	-615.820	
UE015	-10077.256	4091.526	-574.263	-11152.821	10615.497	-615.820	
UE016	-14259.414	-343.459	-362.222	-15334.978	3766.368	-390.699	
UE017	-14259.414	-343.459	-362.222	-15334.978	3766.368	-390.699	
UE018	-13187.019	2330.237	-362.222	-14262.583	6440.064	-390.699	
UE019	-13187.019	2330.237	-362.222	-14262.583	6440.064	-390.699	
UE020	-13186.714	3632.832	-362.222	-14262.278	7742.659	-390.699	
UE021	-13186.714	3632.832	-362.222	-14262.278	7742.659	-390.699	
UE022	-10671.052	3433.031	1383.000	-11803.225	8220.655	1438.683	
UE023	-14960.253	-2235.552	0.000	-16092.426	-2030.611	-45.782	
UE024	-13844.962	545.093	0.000	-14977.135	750.033	-45.782	
UE025	-13844.645	1899.791	0.000	-14976.818	2104.731	-45.782	
UE026	-9543.704	3909.588	-551.292	-10562.660	10305.427	-618.667	

3) 교축방향 (교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-21065.678	6.909	0.000	-22537.504	6.909	0.000	
ULB02	-19221.159	6.750	0.000	-20692.984	6.750	0.000	
ULB03	-19220.634	7.025	0.000	-20692.460	7.025	0.000	
ULB04	-13872.368	-214.405	103.135	-15344.193	-1552.618	130.343	
ULB05	-18221.811	-103.522	51.568	-19693.636	-772.629	65.172	
ULB06	-17106.521	-103.618	51.568	-18578.346	-772.725	65.172	
ULB07	-17106.203	-103.452	51.568	-18578.028	-772.559	65.172	
ULB08	-18221.811	6.055	0.000	-19693.636	6.055	0.000	
ULB09	-18221.811	6.055	0.000	-19693.636	6.055	0.000	
ULB10	-17106.521	5.959	0.000	-18578.346	5.959	0.000	
ULB11	-17106.521	5.959	0.000	-18578.346	5.959	0.000	
ULB12	-17106.203	6.126	0.000	-18578.028	6.126	0.000	
ULB13	-17106.203	6.126	0.000	-18578.028	6.126	0.000	
ULB14	-13338.815	-206.159	99.168	-14754.031	-1492.902	125.330	
ULB15	-13338.815	-206.159	99.168	-14754.031	-1492.902	125.330	
ULB16	-17520.972	-99.541	49.584	-18936.189	-742.912	62.665	
ULB17	-17520.972	-99.541	49.584	-18936.189	-742.912	62.665	
ULB18	-16448.577	-99.633	49.584	-17863.794	-743.005	62.665	
ULB19	-16448.577	-99.633	49.584	-17863.794	-743.005	62.665	
ULB20	-16448.272	-99.473	49.584	-17863.489	-742.845	62.665	
ULB21	-16448.272	-99.473	49.584	-17863.489	-742.845	62.665	
ULB22	-10671.052	1239.654	1517.000	-11803.225	17450.654	1591.000	
ULB23	-18221.811	6.055	0.000	-19693.636	6.055	0.000	
ULB24	-17106.521	5.959	0.000	-18578.346	5.959	0.000	
ULB25	-17106.203	6.126	0.000	-18578.028	6.126	0.000	
ULB26	-12805.262	-197.912	95.202	-14163.870	-1433.186	120.317	

4) 교축방향(편심최대) (교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UEB01	-17804.120	5.813	0.000	-18936.293	5.813	0.000	
UEB02	-15959.600	5.654	0.000	-17091.774	5.654	0.000	
UEB03	-15959.076	5.929	0.000	-17091.249	5.929	0.000	
UEB04	-10610.809	-215.501	103.135	-11742.982	-1553.714	130.343	
UEB05	-14960.253	-104.618	51.568	-16092.426	-773.725	65.172	
UEB06	-13844.962	-104.715	51.568	-14977.135	-773.821	65.172	
UEB07	-13844.645	-104.548	51.568	-14976.818	-773.655	65.172	
UEB08	-14960.253	4.959	0.000	-16092.426	4.959	0.000	
UEB09	-14960.253	4.959	0.000	-16092.426	4.959	0.000	
UEB10	-13844.962	4.863	0.000	-14977.135	4.863	0.000	
UEB11	-13844.962	4.863	0.000	-14977.135	4.863	0.000	
UEB12	-13844.645	5.029	0.000	-14976.818	5.029	0.000	
UEB13	-13844.645	5.029	0.000	-14976.818	5.029	0.000	
UEB14	-10077.256	-207.255	99.168	-11152.821	-1493.998	125.330	
UEB15	-10077.256	-207.255	99.168	-11152.821	-1493.998	125.330	
UEB16	-14259.414	-100.637	49.584	-15334.978	-744.009	62.665	
UEB17	-14259.414	-100.637	49.584	-15334.978	-744.009	62.665	
UEB18	-13187.019	-100.729	49.584	-14262.583	-744.101	62.665	
UEB19	-13187.019	-100.729	49.584	-14262.583	-744.101	62.665	
UEB20	-13186.714	-100.569	49.584	-14262.278	-743.941	62.665	
UEB21	-13186.714	-100.569	49.584	-14262.278	-743.941	62.665	
UEB22	-10671.052	415.654	1517.000	-11803.225	5819.321	1591.000	
UEB23	-14960.253	4.959	0.000	-16092.426	4.959	0.000	
UEB24	-13844.962	4.863	0.000	-14977.135	4.863	0.000	
UEB25	-13844.645	5.029	0.000	-14976.818	5.029	0.000	
UEB26	-9543.704	-199.009	95.202	-10562.660	-1434.282	120.317	

5) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재9, 절점9)		우측 (부재12, 절점13)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-22405.233	8868.879	-19297.138	-7775.257	
UL002	-18540.094	7511.012	-18855.631	-7569.646	
UL003	-17697.449	7219.212	-19664.766	-7855.570	
UL004	-12464.492	5276.635	-15157.664	-5747.708	
UL005	-18270.978	7448.690	-17864.797	-6973.668	
UL006	-15933.917	6627.654	-17597.839	-6849.345	
UL007	-15424.411	6451.217	-18087.083	-7022.229	
UL008	-18709.428	7448.690	-17426.346	-6973.668	
UL009	-18709.428	7448.690	-17426.346	-6973.668	
UL010	-16372.368	6627.654	-17159.388	-6849.345	
UL011	-16372.368	6627.654	-17159.388	-6849.345	
UL012	-15862.861	6451.217	-17648.633	-7022.229	
UL013	-15862.861	6451.217	-17648.633	-7022.229	
UL014	-11985.088	5073.688	-14574.677	-5526.642	
UL015	-11985.088	5073.688	-14574.677	-5526.642	
UL016	-17568.248	7162.202	-17177.689	-6705.450	
UL017	-17568.248	7162.202	-17177.689	-6705.450	
UL018	-15321.074	6372.744	-16920.999	-6585.909	
UL019	-15321.074	6372.744	-16920.999	-6585.909	
UL020	-14831.164	6203.093	-17391.426	-6752.144	
UL021	-14831.164	6203.093	-17391.426	-6752.144	
UL022	-10043.863	4058.950	-11203.950	-4421.314	
UL023	-18709.428	7448.690	-17426.346	-6973.668	
UL024	-16372.368	6627.654	-17159.388	-6849.345	
UL025	-15862.861	6451.217	-17648.633	-7022.229	
UL026	-11505.685	4870.740	-13991.690	-5305.577	

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	-78.343	2105.935	-128.930	4063.462	-10265.459	6520.701
UL002	-78.343	1693.040	-119.021	3238.408	-8295.221	5429.626
UL003	-78.343	1601.801	-116.831	3056.092	-7859.849	5192.782
UL004	-78.343	1196.179	189.169	2245.916	-5628.872	3815.739
UL005	-78.343	1746.264	98.927	3344.897	-8330.292	5451.297
UL006	-78.343	1496.607	104.919	2846.028	-7138.986	4791.577
UL007	-78.343	1441.439	106.243	2735.790	-6875.738	4648.369
UL008	-78.343	1746.264	-120.298	3344.897	-8549.517	5451.297
UL009	-78.343	1746.264	-120.298	3344.897	-8549.517	5451.297
UL010	-78.343	1496.607	-114.306	2846.028	-7358.211	4791.577
UL011	-78.343	1496.607	-114.306	2846.028	-7358.211	4791.577
UL012	-78.343	1441.439	-112.982	2735.790	-7094.963	4648.369
UL013	-78.343	1441.439	-112.982	2735.790	-7094.963	4648.369
UL014	-75.330	1150.173	181.893	2159.535	-5412.377	3668.980
UL015	-75.330	1150.173	181.893	2159.535	-5412.377	3668.980
UL016	-75.330	1679.100	95.122	3216.247	-8009.896	5241.632
UL017	-75.330	1679.100	95.122	3216.247	-8009.896	5241.632
UL018	-75.330	1439.045	100.884	2736.565	-6864.409	4607.286
UL019	-75.330	1439.045	100.884	2736.565	-6864.409	4607.286
UL020	-75.330	1385.999	102.157	2630.568	-6611.286	4469.586
UL021	-75.330	1385.999	102.157	2630.568	-6611.286	4469.586
UL022	-60.264	920.138	-82.381	1727.628	-4557.797	2935.184
UL023	-78.343	1746.264	-120.298	3344.897	-8549.517	5451.297
UL024	-78.343	1496.607	-114.306	2846.028	-7358.211	4791.577
UL025	-78.343	1441.439	-112.982	2735.790	-7094.963	4648.369
UL026	-72.317	1104.166	174.617	2073.154	-5195.882	3522.221

구 분	S4(절점6)		S5(절점16)		S6(절점17)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	-10448.121	8555.620	-8914.318	-7481.852	-8716.454	-5649.901
UL002	-8447.333	7197.753	-8752.853	-7276.241	-8559.748	-5513.926
UL003	-8005.330	6905.953	-9172.559	-7562.166	-8971.438	-5742.981
UL004	-5587.662	4963.376	-7536.365	-5454.303	-7239.963	-4232.943
UL005	-8373.398	7135.430	-8573.740	-6680.263	-8285.871	-5089.708
UL006	-7163.620	6314.395	-8476.110	-6555.940	-8191.119	-5007.491
UL007	-6896.362	6137.957	-8729.887	-6728.825	-8440.047	-5145.989
UL008	-8702.236	7135.430	-8135.290	-6680.263	-7957.033	-5089.708
UL009	-8702.236	7135.430	-8135.290	-6680.263	-7957.033	-5089.708
UL010	-7492.457	6314.395	-8037.660	-6555.940	-7862.281	-5007.491
UL011	-7492.457	6314.395	-8037.660	-6555.940	-7862.281	-5007.491
UL012	-7225.200	6137.957	-8291.436	-6728.825	-8111.210	-5145.989
UL013	-7225.200	6137.957	-8291.436	-6728.825	-8111.210	-5145.989
UL014	-5372.752	4772.477	-7246.505	-5244.522	-6961.503	-4070.138
UL015	-5372.752	4772.477	-7246.505	-5244.522	-6961.503	-4070.138
UL016	-8051.344	6860.991	-8243.981	-6423.330	-7967.184	-4893.950
UL017	-8051.344	6860.991	-8243.981	-6423.330	-7967.184	-4893.950
UL018	-6888.096	6071.533	-8150.106	-6303.789	-7876.076	-4814.895
UL019	-6888.096	6071.533	-8150.106	-6303.789	-7876.076	-4814.895
UL020	-6631.117	5901.882	-8394.122	-6470.024	-8115.430	-4948.067
UL021	-6631.117	5901.882	-8394.122	-6470.024	-8115.430	-4948.067
UL022	-4640.046	3817.982	-5341.412	-4195.618	-5227.358	-3256.110
UL023	-8702.236	7135.430	-8135.290	-6680.263	-7957.033	-5089.708
UL024	-7492.457	6314.395	-8037.660	-6555.940	-7862.281	-5007.491
UL025	-7225.200	6137.957	-8291.436	-6728.825	-8111.210	-5145.989
UL026	-5157.842	4581.578	-6956.645	-5034.742	-6683.043	-3907.332

구 분	S7(절점19)		S8(절점20)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	-123.501	-3468.207	-55.504	-1787.210
UL002	-122.250	-3402.503	-55.504	-1754.302
UL003	-125.533	-3575.118	-55.504	-1840.700
UL004	-404.440	-2662.813	-203.636	-1383.902
UL005	-336.667	-3149.796	-165.116	-1627.762
UL006	-335.911	-3110.068	-165.116	-1607.865
UL007	-337.896	-3214.439	-165.116	-1660.105
UL008	-117.442	-3149.796	-55.504	-1627.763
UL009	-117.442	-3149.796	-55.504	-1627.763
UL010	-116.686	-3110.068	-55.504	-1607.865
UL011	-116.686	-3110.068	-55.504	-1607.865
UL012	-118.671	-3214.439	-55.504	-1660.105
UL013	-118.671	-3214.439	-55.504	-1660.105
UL014	-388.885	-2560.397	-195.804	-1330.675
UL015	-388.885	-2560.397	-195.804	-1330.675
UL016	-323.718	-3028.650	-158.766	-1565.156
UL017	-323.718	-3028.650	-158.766	-1565.156
UL018	-322.991	-2990.450	-158.766	-1546.024
UL019	-322.991	-2990.450	-158.766	-1546.024
UL020	-324.900	-3090.807	-158.766	-1596.255
UL021	-324.900	-3090.807	-158.766	-1596.255
UL022	-83.212	-2048.318	-42.695	-1064.540
UL023	-117.442	-3149.796	-55.504	-1627.763
UL024	-116.686	-3110.068	-55.504	-1607.865
UL025	-118.671	-3214.439	-55.504	-1660.105
UL026	-373.329	-2457.981	-187.972	-1277.448

8. 두부보 설계

8.1 내민보의 설계 : 좌측 (절점 9)

1) 내민길이의 산정

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

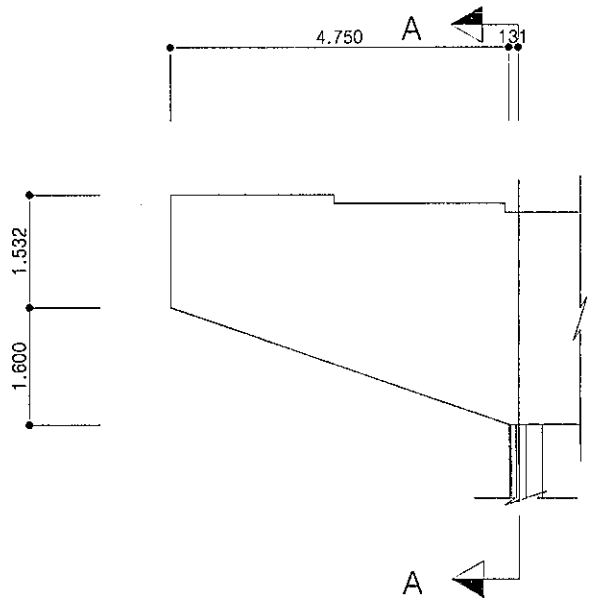
① 기둥의 단면적

$A = \pi \times 2.300^2 / 4 = 4.155\ m^2$

② 치환단면의 한변길이

$L = \sqrt{4.155} = 2.038\ m$

☞ 위험단면은 기둥끝단으로부터 0.131m(= 1.150 - 2.038/2)에 위치한다.



2) 브래킷 판정

① 위험단면에서의 작용력 : 『단면력 집계』 참조

Vu = 8868.879 kN - "ULO-01"

Mu = 22405.233 kN.m

Nu = 0.000 kN

② 브래킷 판정

a = 22405.233 / 8868.879 = 2.526 m

d = 2.650 - 0.150 = 2.500 m

a/d = 2.526 / 2.500 = 1.011 > 1.0 ∴ 캔틸레버보로 검토

3) 외측빔 검토 : 켄틸레버보로 검토

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2500.0	2650.0	2500.0	100.0	22405.2	8868.9

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 31768.000 x 400.00 = 12707200.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 2500.000 = 57375.000 x a

T = C 이므로, a = 221.476 ㎜, c = 221.476 / β1 = 221.476 / 0.85 = 260.560 ㎜

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2549.98 - 260.560) / 260.560 = 0.02636

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 27406.605 \text{ ㎟}$$

* 사용철근량 = 31768.0 ㎟ (철근도심 : 150.0 ㎜) , [사용률 = 1.159]

1단 : H32 - 20.0 EA (= 15884.0 ㎟)

2단 : H32 - 20.0 EA (= 15884.0 ㎟)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00508

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 221.476 ㎜

ΦMn = 0.85 x 31768.000 x 400 x (2499.98 - a/2) = 25806.516 kN.m

≥ Mu (= 22405.233 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.152]

* 전단에 대한 검토 (d = 2499.98 ㎜)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2500.00 x 2499.98 = 4330.097 kN

< Vu (= 8868.879 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (8868.879-4330.097) x 150.00 / (400x2499.98xΦ) x 1000 = 851.028 ㎟

Av_min1 = 0.0625 x √27.0 x 2500.0 x 150.0 / 400.0 = 304.462 ㎟

Av_min2 = 0.35 x 2500.0 x 150.0 / 400.0 = 328.125 ㎟

Av_min = 328.125 ㎟ (Av_min1,Av_min2중 큰 값을 사용)

Av_use = 1719.000 ㎟ (H19-6.0 EA, C.T.C 150 ㎜) → 최소 전단철근 만족

Vs = 1719.000 x 400.0 x 2499.98 / 150.00 x 1000 = 11459.920 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 2500.00 x 2499.98 x 1000 = 21650.484 kN ≥ 11459.920 kN ∴ O.K

s = 150.000 ≤ 300.000 (d/4, 300 ㎜) 콘.설 7.4.2 ∴ O.K

ΦVn = 0.80 x (5412.621 + 11459.920) = 13498.033 kN ≥ 8868.879 kN ∴ 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 = 2.5 < 2d(=5.100) ∴ 깊은 보로 전단설계

- a/2 = 1.263 m (< d = 2.550 m) L 위험단면 위치
- Vu = 8580.547 kN - "ULO-01

부재번호 : 6 (I단 : 절점6, J단 : 절점7) 부재길이(L) : 1.185 m

Vui = 8555.620 kN (I단), Vuj = 8824.485 kN (J단)

검토위치(Lc) = 3.618 m (두부보 좌측단에서의 거리)

Vu = Vui + (Vuj - Vui)/L x (Lc - I단 좌표)

= 8555.620 + (8824.485 - 8555.620)/1.185 x (3.618 - 3.508)

= 8580.547 kN

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2500.0	5052.6	2500.0	8580.5	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 2500.00 x 2499.98

= 21650.484 kN ≥ Vu(= 8580.547 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2500.00 x 2499.98 = 4330.097 kN

< Vu (= 8580.547 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=937.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 200.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=750.000 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 9316.207 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (9316.207 + 5412.621)

= 11783.062 kN ≥ Vu(= 8580.547 kN) ∴ O.K

5) 수평력에 의한 검토

- 교축방향 지진시 수평력과 두부보관성력으로 교축방향 모멘트를 산정

→ 두부보자중에의한 관성력 산정 : 설계수평진도 (Kh = 0.154 x 1.000 = 0.154)

w1 = 1.532 x 4.881 x 2.500 x 25.000 x 0.154 = 71.973 kN

w2 = 1.600 x (4.881-0.131) / 2 x 2.500 x 25.000 x 0.154 = 36.575 kN

w3 = 1.600 x (4.881-4.750) x 2.500 x 25.000 x 0.154 = 2.017 kN

Vc = 71.973 + 36.575 + 2.017 = 110.565 kN

Mc = 71.973 x 2.441 + 36.575 x 1.714 + 2.017 x 0.066 = 238.483 kN.m

Vu = 141.070 x sin 87.81 + 126.080 x cos 87.81 +
139.910 x sin 87.81 + 126.250 x cos 87.81 +
141.040 x sin 87.81 + 124.880 x cos 87.81 +
139.880 x sin 87.81 + 125.060 x cos 87.81 +
110.565(Vc)
= 691.216 kN

Mu = 141.070 x sin 87.81 x 3.801 + 126.080 x cos 87.81 x 3.801 +
139.910 x sin 87.81 x 1.401 + 126.250 x cos 87.81 x 1.401 +
141.040 x sin 87.81 x 3.777 + 124.880 x cos 87.81 x 3.777 +
139.880 x sin 87.81 x 1.373 + 125.060 x cos 87.81 x 1.373 +
238.483(Mc)
= 1743.927 kN.m

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2650.0	2500.0	2400.0	100.0	1743.9	691.2

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5534.100 x 400.00 = 2213640.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 2649.983 = 60817.100 x a

T = C 이므로, a = 36.398 mm, c = 36.398 / β1 = 36.398 / 0.85 = 42.822 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2400.00 - 42.822) / 42.822 = 0.16514

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2143.461 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5534.1 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.582]

1단 : H19 - 11.0 EA, H32 - 3.0 EA (= 5534.1 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00087

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 36.398 mm

ΦMn = 0.85 x 5534.100 x 400 x (2400.00 - a/2) = 4481.582 kN.m

≥ Mu (= 1743.927 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.570]

* 전단에 대한 검토 (d = 2400.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2649.98 x 2400.00 = 4406.308 kN

ΦVc/2 ≥ Vu (= 691.216 kN) , 전단보강 불필요.

6) 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 14391.868 x 1000000 / [31768.000 x (2499.983 - 583.851/3)]

= 196.511 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x31768.000/2500.0 + 7x31768.000/2500.0 x √[(1 + 2x2500.0x2500.0/(7x31768.000)]

= 583.851 mm

사용철근량 = 31768.0 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H32 - 20.0 EA (= 15884.0 mm²)

2단 : H32 - 20.0 EA (= 15884.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 196.51) - 2.5 x 84.00 = 190.74 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 196.51) = 320.59 mm

Sa는 작은 값인 190.74 mm 를 적용

S = 2500.00 / 20.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 190.74 mm) ∴ O.K

7) 수평력 검토에 의한 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1743.927 x 1000000 / [5534.100 x (2400.000 - 250.678/3)]

= 136.038 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x5534.100/2650.0 + 7x5534.100/2650.0 x √[(1 + 2x2650.0x2400.0/(7x5534.100)]

= 250.678 mm

사용철근량 = 5534.1 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H19 - 11.0 EA, H32 - 3.0 EA (= 5534.1 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 136.04) - 2.5 x 84.00 = 368.88 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 136.04) = 463.11 mm

Sa는 작은 값인 368.88 mm 를 적용

S = 2649.98 / 14.0 EA = 189.28 ≤ Sa (= 368.88 mm) ∴ O.K

8.2 내민보의 설계 : 우측 (절점 13)

1) 내민길이의 산정

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

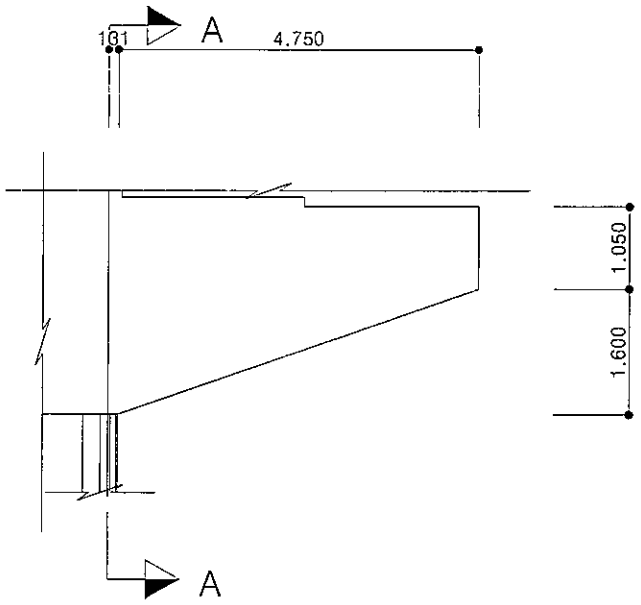
① 기둥의 단면적

$A = \pi \times 2.300^2 / 4 = 4.155\ m^2$

② 치환단면의 한변길이

$L = \sqrt{4.155} = 2.038\ m$

☞ 위험단면은 기둥끝단으로부터 0.131m(= 1.150 - 2.038/2)에 위치한다.



2) 브래킷 판정

① 위험단면에서의 작용력 : 『단면력 집계』 참조

Vu = 7855.570 kN - "ULO-03"

Mu = 19664.766 kN.m

Nu = 0.000 kN

② 브래킷 판정

a = 19664.766 / 7855.570 = 2.503 m

d = 2.650 - 0.150 = 2.500 m

a/d = 2.503 / 2.500 = 1.001 > 1.0 ∴ 캔틸레버보로 검토

3) 외측빔 검토 : 켄틸레버보로 검토

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2500.0	2650.0	2500.0	100.0	19664.8	7855.6

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 31768.000 x 400.00 = 12707200.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 2500.000 = 57375.000 x a

T = C 이므로, a = 221.476 mm, c = 221.476 / β1 = 221.476 / 0.85 = 260.560 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

$\varepsilon t = 0.00300 \times (dt - c) / c = 0.00300 \times (2549.98 - 260.560) / 260.560 = 0.02636$

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

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 23933.906 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 31768.0 mm² (철근도심 : 150.0 mm) , [사용률 = 1.327]

1단 : H32 - 20.0 EA (= 15884.0 mm²)

2단 : H32 - 20.0 EA (= 15884.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : $1.4 / fy = 0.00350$

$0.25 \sqrt{fck} / fy = 0.00325$, $\rho min = 0.00350$ 적용

$\rho max = 0.714 \times Pb = 0.714 \times k1 \times \Phi \times (fck / fy) \times \{600 / (600 + fy)\} = 0.02089$

$\rho use = As / bd = 0.00508$

$\rho max \geq \rho use \geq \rho min$ → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) = 221.476$ mm

$\Phi Mn = 0.85 \times 31768.000 \times 400 \times (2499.98 - a/2) = 25806.516$ kN.m

$\geq Mu$ (= 19664.766 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.312]

* 전단에 대한 검토 (d = 2499.98 mm)

$\Phi Vc = 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times b \times d$

$= 0.80 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 2500.00 \times 2499.98 = 4330.097$ kN

$<$ Vu (= 7855.570 kN) , 전단보강 필요.

$Av_req = (7855.570-4330.097) \times 150.00 / (400 \times 2499.98 \times \Phi) \times 1000 = 661.031$ mm²

$Av_min1 = 0.0625 \times \sqrt{27.0} \times 2500.0 \times 150.0 / 400.0 = 304.462$ mm²

$Av_min2 = 0.35 \times 2500.0 \times 150.0 / 400.0 = 328.125$ mm²

$Av_min = 328.125$ mm² (Av_min1,Av_min2중 큰 값을 사용)

$Av_use = 1719.000$ mm² (H19-6.0 EA, C.T.C 150 mm) → 최소 전단철근 만족

$Vs = 1719.000 \times 400.0 \times 2499.98 / 150.00 \times 1000 = 11459.920$ kN

$Vs_Max = 2\sqrt{27.0} / 3 \times 2500.00 \times 2499.98 \times 1000 = 21650.484$ kN $\geq$ 11459.920 kN ∴ O.K

$s = 150.000 \leq 300.000$ (d/4, 300 mm) 콘.설 7.4.2 ∴ O.K

$\Phi Vn = 0.80 \times (5412.621 + 11459.920) = 13498.033$ kN $\geq$ 7855.570 kN ∴ O.K

4) 외측벽 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 = 2.5 < 2d(=5.100) ∴ 깊은 보로 전단설계

- a/2 = 1.252 m (< d = 2.550 m) L 위험단면 위치
- Vu = 7585.626 kN - "ULO-03

부재번호 : 15 (I단 : 절점15, J단 : 절점16) 부재길이(L) : 1.188 m

Vui = -7814.723 kN (I단), Vuj = -7562.166 kN (J단)

검토위치(Lc) = 8.171 m (두부보 좌측단에서의 거리)

Vu = Vui + (Vuj - Vui)/L x (Lc - I단 좌표)

= -7814.723 + (-7562.166 - -7814.723)/1.188 x (8.171 - 7.093)

= -7585.626 kN

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2500.0	5006.6	2500.0	7585.6	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 2500.00 x 2499.98

= 21650.484 kN ≥ Vu(= 7585.626 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2500.00 x 2499.98 = 4330.097 kN

< Vu (= 7585.626 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=937.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 200.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=750.000 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 9311.817 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (9311.817 + 5412.621)

= 11779.550 kN ≥ Vu(= 7585.626 kN) ∴ O.K

5) 수평력에 의한 검토

- 교축방향 지진시 수평력과 두부보관성력으로 교축방향 모멘트를 산정

→ 두부보자중에의한 관성력 산정 : 설계수평진도 (Kh = 0.154 x 1.000 = 0.154)

w1 = 1.532 x 4.881 x 2.500 x 25.000 x 0.154 = 71.973 kN

w2 = 1.600 x (4.881-0.131) / 2 x 2.500 x 25.000 x 0.154 = 36.575 kN

w3 = 1.600 x (4.881-4.750) x 2.500 x 25.000 x 0.154 = 2.017 kN

Vc = 71.973 + 36.575 + 2.017 = 110.565 kN

Mc = 71.973 x 2.441 + 36.575 x 1.714 + 2.017 x 0.066 = 238.483 kN.m

Vu = 138.700 x sin 87.81 + 126.460 x cos 87.81 +
139.160 x sin 87.81 + 126.510 x cos 87.81 +
138.700 x sin 87.81 + 125.280 x cos 87.81 +
139.170 x sin 87.81 + 125.320 x cos 87.81 +
110.565(Vc)
= 685.100 kN

Mu = 138.700 x sin 87.81 x 1.362 + 126.460 x cos 87.81 x 1.362 +
139.160 x sin 87.81 x 3.763 + 126.510 x cos 87.81 x 3.763 +
138.700 x sin 87.81 x 1.397 + 125.280 x cos 87.81 x 1.397 +
139.170 x sin 87.81 x 3.801 + 125.320 x cos 87.81 x 3.801 +
238.483(Mc)
= 1722.349 kN.m

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2650.0	2500.0	2400.0	100.0	1722.3	685.1

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5534.100 x 400.00 = 2213640.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 2649.983 = 60817.100 x a

T = C 이므로, a = 36.398 mm, c = 36.398 / β1 = 36.398 / 0.85 = 42.822 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2400.00 - 42.822) / 42.822 = 0.16514

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2116.863 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5534.1 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 2.614]

1단 : H19 - 11.0 EA, H32 - 3.0 EA (= 5534.1 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00087

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 36.398 mm

ΦMn = 0.85 x 5534.100 x 400 x (2400.00 - a/2) = 4481.582 kN.m

≥ Mu (= 1722.349 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.602]

* 전단에 대한 검토 (d = 2400.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2649.98 x 2400.00 = 4406.308 kN

ΦVc/2 ≥ Vu (= 685.100 kN) , 전단보강 불필요.

6) 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 13913.141 x 1000000 / [31768.000 x (2499.983 - 583.851/3)]

= 189.975 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x31768.000/2500.0 + 7x31768.000/2500.0 x √[(1 + 2x2500.0x2500.0/(7x31768.000)]

= 583.851 mm

사용철근량 = 31768.0 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H32 - 20.0 EA (= 15884.0 mm²)

2단 : H32 - 20.0 EA (= 15884.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 189.97) - 2.5 x 84.00 = 204.53 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 189.97) = 331.62 mm

Sa는 작은 값인 204.53 mm 를 적용

S = 2500.00 / 20.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 204.53 mm) ∴ O.K

7) 수평력 검토에 의한 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1722.349 x 1000000 / [5534.100 x (2400.000 - 250.678/3)]

= 134.355 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x5534.100/2650.0 + 7x5534.100/2650.0 x √[(1 + 2x2650.0x2400.0/(7x5534.100)]

= 250.678 mm

사용철근량 = 5534.1 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H19 - 11.0 EA, H32 - 3.0 EA (= 5534.1 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 134.35) - 2.5 x 84.00 = 376.13 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 134.35) = 468.91 mm

Sa는 작은 값인 376.13 mm 를 적용

S = 2649.98 / 14.0 EA = 189.28 ≤ Sa (= 376.13 mm) ∴ O.K

8.3 교량받침 위치 검토

1) 받침위치1(교량받침1) : ULO-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 = 0.037 (78.34/2105.93) < 2d(=3.592) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2500.0	5052.6	1745.8	2105.9	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 2500.00 x 1745.79

= 15118.980 kN ≥ Vu(= 2105.935 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2500.00 x 1745.79 = 3023.796 kN

≥ Vu (= 2105.935 kN) , 전단보강 불필요.

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 60.264 x 1000000 / [31768.000 x (1745.789 - 475.398/3)]

= 1.195 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x31768.000/2500.0 + 7x31768.000/2500.0 x √[(1 + 2x2500.0x1745.8/(7x31768.000)]

= 475.398 mm

사용철근량 = 31768.0 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H32 - 20.0 EA (= 15884.0 mm²)

2단 : H32 - 20.0 EA (= 15884.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 1.20) - 2.5 x 84.00 = 65684.31 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 1.20) = 52715.44 mm

Sa는 작은 값인 52715.44 mm 를 적용

S = 2500.00 / 20.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 52715.44 mm) ∴ O.K

2) 받침위치2(교량받침6) : ULO-01(절점 3)

: 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 = 0.032 (128.93/4063.46) < 2d(=3.608) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2500.0	5052.6	1753.9	4063.5	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 2500.00 x 1753.87

= 15188.992 kN ≥ Vu(= 4063.462 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2500.00 x 1753.87 = 3037.798 kN

< Vu (= 4063.462 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=937.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 200.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=750.000 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 6679.831 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (6679.831 + 3797.248)

= 8381.663 kN ≥ Vu(= 4063.462 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 92.537 x 1000000 / [31768.000 x (1753.874 - 476.671/3)]

= 1.826 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x31768.000/2500.0 + 7x31768.000/2500.0 x √[(1 + 2x2500.0x1753.9/(7x31768.000)]

= 476.671 mm

사용철근량 = 31768.0 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H32 - 20.0 EA (= 15884.0 mm²)

2단 : H32 - 20.0 EA (= 15884.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 1.83) - 2.5 x 84.00 = 42910.29 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 1.83) = 34496.23 mm

Sa는 작은 값인 34496.23 mm 를 적용

S = 2500.00 / 20.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 34496.23 mm) ∴ O.K

3) 받침위치3(교량받침2) : UL0-01(절점 5)

: 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 = 1.574 (10265.46/6520.70) < 2d(=4.967) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2500.0	5052.6	2433.7	6520.7	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 2500.00 x 2433.71

= 21076.533 kN ≥ Vu(= 6520.701 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2500.00 x 2433.71 = 4215.307 kN

< Vu (= 6520.701 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=937.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 200.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=750.000 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 9082.027 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (9082.027 + 5269.133)

= 11480.929 kN ≥ Vu(= 6520.701 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 6576.552 x 1000000 / [31768.000 x (2433.708 - 575.031/3)]

= 92.335 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x31768.000/2500.0 + 7x31768.000/2500.0 x √[(1 + 2x2500.0x2433.7/(7x31768.000)]

= 575.031 mm

사용철근량 = 31768.0 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H32 - 20.0 EA (= 15884.0 mm²)

2단 : H32 - 20.0 EA (= 15884.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 92.34) - 2.5 x 84.00 = 642.87 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 92.34) = 682.30 mm
Sa는 작은 값인 642.87 mm 를 적용
S = 2500.00 / 20.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 642.87 mm) ∴ O.K

4) 받침위치4(교량받침7) : ULO-01(절점 6)
: 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 = 1.221 (10448.12/8555.62) < 2d(=4.986) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2500.0	5052.6	2443.1	8555.6	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토
ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d
= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 2500.00 x 2443.14
= 21158.213 kN ≥ Vu(= 8555.620 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도
ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d
= 0.80 x 1/6 x √27 x 2500.00 x 2443.14 = 4231.643 kN
< Vu (= 8555.620 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도
ⓐ 수직 전단철근
s = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K
Av = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=937.500 mm²) ∴ O.K
ⓑ 수평 전단철근
sh = 200.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K
Avh = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=750.000 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 9115.354 kN

* 설계 전단강도
ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (9115.354 + 5289.553)
= 11523.926 kN ≥ Vu(= 8555.620 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토
① 응력 산정
fs = M / [As x (d - χ/3)] = 6694.028 x 1000000 / [31768.000 x (2443.140 - 576.293/3)]
= 93.608 MPa
χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x31768.000/2500.0 + 7x31768.000/2500.0 x √[(1 + 2x2500.0x2443.1/(7x31768.000)]
= 576.293 mm

사용철근량 = 31768.0 ㎟ (철근도심 : 150.0 ㎜)
1단 : H32 - 20.0 EA (= 15884.0 ㎟)
2단 : H32 - 20.0 EA (= 15884.0 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격
Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 ㎜
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 93.61) - 2.5 x 84.00 = 631.27 ㎜
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 93.61) = 673.02 ㎜
Sa는 작은 값인 631.27 ㎜ 를 적용
S = 2500.00 / 20.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 631.27 ㎜) ∴ O.K

5) 받침위치5(교량받침4) : UL0-03(절점 16)
: 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 = 1.213 (9172.56/7562.17) < 2d(=4.512) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2500.0	5006.6	2205.8	7562.2	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토
ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d
= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 2500.00 x 2205.84
= 19103.109 kN ≥ Vu(= 7562.166 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도
ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d
= 0.80 x 1/6 x √27 x 2500.00 x 2205.84 = 3820.622 kN
< Vu (= 7562.166 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도
ⓐ 수직 전단철근
s = 150.00 ㎜ ≤ d/5 또는 300 ㎜ ∴ O.K
Av = H19 - 6.0 EA (=1719.000 ㎟) ≥ 0.0025 x b x s (=937.500 ㎟) ∴ O.K
ⓑ 수평 전단철근
sh = 200.00 ㎜ ≤ d/5 또는 300 ㎜ ∴ O.K
Avh = H19 - 6.0 EA (=1719.000 ㎟) ≥ 0.0015 x b x sh (=750.000 ㎟) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 8272.453 kN

* 설계 전단강도
ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (8272.453 + 4775.777)
= 10438.585 kN ≥ Vu(= 7562.166 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 6715.297 x 1000000 / [31768.000 x (2205.837 - 543.768/3)]
= 104.410 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x31768.000/2500.0 + 7x31768.000/2500.0 x √[(1 + 2x2500.0x2205.8/(7x31768.000)]
= 543.768 mm

사용철근량 = 31768.0 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H32 - 20.0 EA (= 15884.0 mm²)
2단 : H32 - 20.0 EA (= 15884.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 104.41) - 2.5 x 84.00 = 544.24 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 104.41) = 603.39 mm
Sa는 작은 값인 544.24 mm 를 적용
S = 2500.00 / 20.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 544.24 mm) ∴ O.K

6) 받침위치6(교량받침9) : ULO-03(절점 17)

: 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 = 1.562 (8971.44/5742.98) < 2d(=4.488) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2500.0	5006.6	2194.0	5743.0	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d
= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 2500.00 x 2194.05
= 19001.009 kN ≥ Vu(= 5742.981 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d
= 0.80 x 1/6 x √27 x 2500.00 x 2194.05 = 3800.202 kN
< Vu (= 5742.981 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K
Av = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=937.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 200.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K
Avh = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=750.000 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 8230.795 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (8230.795 + 4750.252)

= 10384.838 kN ≥ Vu(= 5742.981 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 6492.344 x 1000000 / [31768.000 x (2194.048 - 542.108/3)]

= 101.506 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x31768.000/2500.0 + 7x31768.000/2500.0 x √[(1 + 2x2500.0x2194.0/(7x31768.000)]

= 542.108 mm

사용철근량 = 31768.0 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H32 - 20.0 EA (= 15884.0 mm²)

2단 : H32 - 20.0 EA (= 15884.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 101.51) - 2.5 x 84.00 = 565.81 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 101.51) = 620.65 mm

Sa는 작은 값인 565.81 mm 를 적용

S = 2500.00 / 20.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 565.81 mm) ∴ O.K

7) 받침위치7(교량받침5) : ULO-03(절점 19)

: 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 = 0.035 (125.53/3575.12) < 2d(=2.653) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2500.0	5006.6	1276.6	3575.1	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 2500.00 x 1276.57

= 11055.438 kN ≥ Vu(= 3575.118 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2500.00 x 1276.57 = 2211.088 kN

< Vu (= 3575.118 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=937.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 200.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=750.000 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 4988.896 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (4988.896 + 2763.860)

= 6202.204 kN ≥ Vu(= 3575.118 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 259.920 x 1000000 / [31768.000 x (1276.572 - 395.833/3)]

= 7.148 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x31768.000/2500.0 + 7x31768.000/2500.0 x √[(1 + 2x2500.0x1276.6/(7x31768.000)]

= 395.833 mm

사용철근량 = 31768.0 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H32 - 20.0 EA (= 15884.0 mm²)

2단 : H32 - 20.0 EA (= 15884.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 7.15) - 2.5 x 84.00 = 10807.04 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 7.15) = 8813.63 mm

Sa는 작은 값인 8813.63 mm 를 적용

S = 2500.00 / 20.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 8813.63 mm) ∴ O.K

8) 받침위치8(교량받침10) : ULO-03(절점 20)

: 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 = 0.030 (55.50/1840.70) < 2d(=2.628) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2500.0	5006.6	1263.8	1840.7	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 2500.00 x 1263.77

= 10944.587 kN ≥ Vu(= 1840.700 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2500.00 x 1263.77 = 2188.917 kN

≥ Vu (= 1840.700 kN) , 전단보강 불필요.

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 127.013 x 1000000 / [31768.000 x (1263.772 - 393.479/3)]

= 3.530 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x31768.000/2500.0 + 7x31768.000/2500.0 x √[(1 + 2x2500.0x1263.8/(7x31768.000)]

= 393.479 mm

사용철근량 = 31768.0 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H32 - 20.0 EA (= 15884.0 mm²)

2단 : H32 - 20.0 EA (= 15884.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 3.53) - 2.5 x 84.00 = 22098.75 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 3.53) = 17847.00 mm

Sa는 작은 값인 17847.00 mm 를 적용

S = 2500.00 / 20.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 17847.00 mm) ∴ 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	-15605.246	-22537.504	4175.132	4236.177	-16.012	-0.00912	축력최대
UL004	-15605.246	-15344.193	4730.372	11515.302	-640.453	0.01937	모멘트최대
UL022	-12004.035	-11803.225	7253.031	21521.988	1438.683	0.03412	탄성설계
UL022	-12004.035	-11803.225	3433.031	8220.655	1438.683	0.03412	소성설계
UE026	-10803.632	-10562.660	3909.588	10305.427	-618.667	0.01699	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	O.K	62728.528	22537.504	5122.658	2.783	O.K
모멘트최대	0.005	0.013	0.060	O.K	31942.818	15344.193	11945.334	2.082	O.K
탄성설계	0.005	0.013	0.060	O.K	15384.184	11803.225	21983.645	1.303	O.K
편심최대	0.005	0.013	0.060	O.K	27632.301	10562.660	10537.246	2.616	O.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 21, UL001)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, Θ=90.000도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2187.349	22537.504	5122.658	227.295

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

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

$= 22537.504 \times -0.00912 / (-16.012 \times 13.025)$

$= 0.986$

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 13.025 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 $\lambda = k \times Lu/r \leq 22$

$= 2.100 \times 14.032 / 0.575$

$= 51.247 > 22.000 \quad \therefore$ 장주

여기서, $r = \sqrt{(I/A)} = 0.575$: 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 14.032 m)

㉣ 모멘트 확대계수 산정

$\delta s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$

$= 1 / (1 - 0.986)$

$= 71.429$

※ Q가 0.6을 초과하므로 강성을 키워야 합니다. 『콘크리트 구조설계기준』 6.5.4 (6)

$\delta s = 1 / (1-Pu/0.75Pc) \geq 1.0$

$= 1 / (1 - 22537.504 / (0.75 \times 173648.293))$

$= 1.209$

$Pc = \pi^2 EI / (k \times Lu)^2$

$= \pi^2 \times 15277367.083 / (2.100 \times 14.032)^2$

$= 173648.293$ kN

여기서, $EI = 0.4*Ec*Ig/(1+\beta d) = 15277367.083$ kN/m²

βd = 최대계수 지속전단력 / 전체 계수전단력 = 0.000

Ec = 27804.00 MPa

Ig = 1.373666 m⁴ , k : 유효길이계수

㉤ 확대 모멘트 산정

$M1 = M1ns + \delta s \times M1s$

$= 0.000 + 1.209 \times 4175.132$

$= 5048.838$ kN.m

$M2 = M2ns + \delta s \times M2s$

$= 0.000 + 1.209 \times 4236.177$

$= 5122.658$ kN.m

㉥ 철근비 검토

$Ag = 4154756.28$ mm² , $Ast = 53710.20$ mm² , $Puse = 0.01293$

- 1단 : H25 - 53EA ($As=26855.100$ mm²), $d1 = 100.000$ mm
- 2단 : H25 - 53EA ($As=26855.100$ mm²), $d2 = 125.000$ mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0129) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

$\rho min = 0.010 \times Aeff / Ag$, $Aeff = Pu / \{\Psi 0.80(0.85*fck+0.01*fy)\} = 1493341.108$ mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉦ 평형하중 산정

$cb = 600 / (600 + fy) \times d = 1320.000$ mm, $ab = k1 \times cb = 1122.000$ mm

$Cc = 0.85 \times 27.0 \times 1998227.671 = 45859.325$ kN, $\sum Csi = 8236.391$ kN, $\sum Tsi = 6210.552$ kN

$Pb = 45859.325 + 8236.391 - 6210.552 = 47885.164$ kN

$Mb = Cc \times 1067.771 + \sum(Csi*di) + \sum(Tsi*di) = 34721.267$ kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 725.094 mm, e = Mu/Pu = 227.295 mm)

㉧ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 2068.914 mm, a = k1 x c = 1758.577 mm 를 사용.

$Cc = 0.85 \times 27.0 \times 3408864.722 = 78233.445$ kN

$\sum Csi = 11567.586$ kN, $\sum Tsi = 188.849$ kN

$Pn = 78233.445 + 11567.586 - 188.849 = 89612.182$ kN

$Mn = Cc \times 1061.037 + \sum(Csi*di) + \sum(Tsi*di) = 20368.175$ kN.m

- 편심오차 : $|e - Mn/Pn(=227.292)| = 0.0023 \leq 0.010$ ∴ 허용오차 만족

㉮ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 2068.914 mm, a = k1 x c = 1758.577 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-2068.91) / 2068.91 = 0.00019

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉯ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 92482.470 kN ≥ Pn = 89612.182 kN

ΦPn = 0.70 x 89612.182 = 62728.528 kN ≥ Pu = 22537.504 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.227 = 14257.869 kN.m ≥ Mu = 5122.658 kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 21, UL004)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=90.000도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2187.349	15344.193	11945.334	778.492

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 15344.193 x 0.01937 / (-640.453 x 13.025)

= 0.036

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 13.025 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 14.032 / 0.575

= 51.247 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.575 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 14.032 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.036)

= 1.037

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.037 x 4730.372

= 4907.025 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.037 x 11515.302

= 11945.334 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 ㎟ , Ast = 53710.20 ㎟ , Puse = 0.01293

- 1단 : H25 - 53EA (As=26855.100 ㎟), d1 = 100.000 ㎜

- 2단 : H25 - 53EA (As=26855.100 ㎟), d2 = 125.000 ㎜

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0129) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1016710.376 ㎟

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 ㎟)이어야 하므로 2077378.142 ㎟ 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1320.000 ㎜, ab = k1 x cb = 1122.000 ㎜

Cc = 0.85 x 27.0 x 1998227.671 = 45859.325 kN, ∑Csi = 8236.391 kN, ∑Tsi = 6210.552 kN

Pb = 45859.325 + 8236.391 - 6210.552 = 47885.164 kN

Mb = Cc x 1067.771 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 34721.267 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 725.094 ㎜, e = Mu/Pu = 778.492 ㎜)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1264.858 ㎜, a = k1 x c = 1075.129 ㎜ 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1905369.062 = 43728.220 kN

∑Csi = 8036.097 kN, ∑Tsi = 6831.323 kN

Pn = 43728.220 + 8036.097 - 6831.323 = 44932.994 kN

Mn = Cc x 1066.367 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 34980.090 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=778.495) | = 0.0024 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉳ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 ㎜

c = 1264.858 ㎜, a = k1 x c = 1075.129 ㎜

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-1264.86) / 1264.86 = 0.00222

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.71 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0022-0.0020) x (0.850-0.700) / (0.00500-0.00200) = 0.711

㉴ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 92482.470 kN ≥ Pn = 44932.994 kN

ΦPn = 0.71 x 44932.994 = 31942.818 kN ≥ Pu = 15344.193 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.778 = 24867.233 kN.m ≥ Mu = 11945.334 kN.m ∴ O.K

③ 탄성설계 : (부재 21, UL022)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=1.00, Θ=90.000도(중립축각도)

피복(㎜)	d(㎜)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(㎜)
100.000	2187.349	11803.225	21983.645	1862.512

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 11803.225 x 0.03412 / (1438.683 x 13.025)

= 0.021

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 13.025 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 14.032 / 0.575

= 51.247 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.575 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 14.032 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.021)

= 1.021

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.021 x 7253.031

= 7408.612 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.021 x 21521.988

= 21983.645 kN.m

㉤ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 53710.20 mm² , Puse = 0.01293

- 1단 : H25 - 53EA (As=26855.100 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 53EA (As=26855.100 mm²), d2 = 125.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0129) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 782084.879 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉥ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1320.000 mm, ab = k1 x cb = 1122.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1998227.671 = 45859.325 kN, ∑Csi = 8236.391 kN, ∑Tsi = 6210.552 kN

Pb = 45859.325 + 8236.391 - 6210.552 = 47885.164 kN

Mb = Cc x 1067.771 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 34721.267 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 725.094 mm, e = Mu/Pu = 1862.512 mm)

㉦ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 749.700 mm, a = k1 x c = 637.245 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 938406.754 = 21536.435 kN

∑Csi = 5594.276 kN, ∑Tsi = 11746.527 kN

Pn = 21536.435 + 5594.276 - 11746.527 = 15384.184 kN

Mn = Cc x 1093.517 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 28653.090 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1862.503)| = 0.0086 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉥ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 92482.470 kN ≥ Pn = 15384.184 kN

ΦPn = 1.00 x 15384.184 = 15384.184 kN ≥ Pu = 11803.225 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.863 = 28653.222 kN.m ≥ Mu = 21983.645 kN.m ∴ O.K

④ 편심최대 : (부재 21, UE026)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, Θ=90.000도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2187.349	10562.660	10537.246	997.594

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 10562.660 x 0.01699 / (-618.667 x 13.025)

= 0.022

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 13.025 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 14.032 / 0.575

= 51.247 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.575 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 14.032 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.022)

= 1.022

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.022 x 3909.588

= 3997.534 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.022 x 10305.427

= 10537.246 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 53710.20 mm² , Puse = 0.01293

- 1단 : H25 - 53EA (As=26855.100 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 53EA (As=26855.100 mm²), d2 = 125.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0129) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 699884.707 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1320.000 mm, ab = k1 x cb = 1122.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1998227.671 = 45859.325 kN, ∑Csi = 8236.391 kN, ∑Tsi = 6210.552 kN

Pb = 45859.325 + 8236.391 - 6210.552 = 47885.164 kN

Mb = Cc x 1067.771 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 34721.267 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 725.094 mm, e = Mu/Pu = 997.594 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1089.987 mm, a = k1 x c = 926.489 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1566614.961 = 35953.813 kN

∑Csi = 7246.737 kN, ∑Tsi = 8660.174 kN

Pn = 35953.813 + 7246.737 - 8660.174 = 34540.376 kN

Mn = Cc x 1074.167 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 34457.396 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=997.598) | = 0.0036 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 1089.987 mm, a = k1 x c = 926.489 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-1089.99) / 1089.99 = 0.00306

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.80 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.700) / (0.00500-0.00200) = 0.800

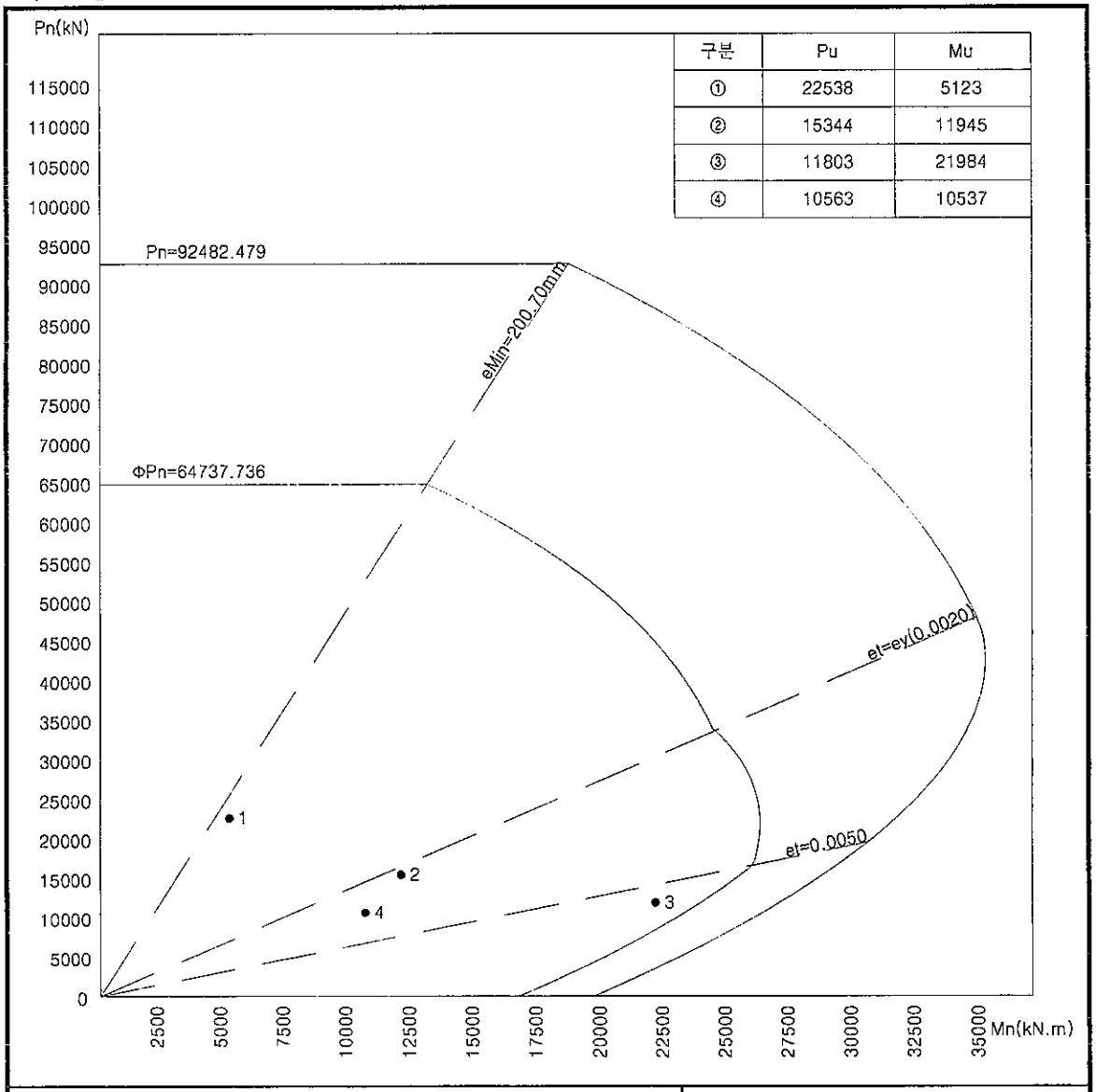
㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 92482.470 kN ≥ Pn = 34540.376 kN

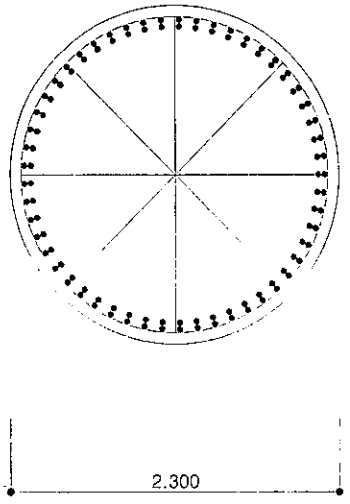
ΦPn = 0.80 x 34540.376 = 27632.301 kN ≥ Pu = 10562.660 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.998 = 27565.818 kN.m ≥ Mu = 10537.246 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	22538	5123
②	15344	11945
③	11803	21984
④	10563	10537



▣ 단면제원

R = 1150.000 mm
D = 2187.349 mm
Ag = 4154756.284 mm²
Aeff = 2077378.142 mm²

▣ 사용 철근

Ast = 53710.200 mm²
Puse = 0.01293
1단 : H25-53Ea
2단 : H25-53Ea

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	-15605.246	-22537.504	6.909	6.909	0.000	-0.00001	축력최대
ULB04	-15605.246	-15344.193	214.405	1552.618	130.343	0.00224	모멘트최대
ULB22	-12004.035	-11803.225	1239.654	17450.654	1591.000	0.02359	탄성설계
ULB22	-12004.035	-11803.225	415.654	5819.321	1591.000	0.02359	소성설계
UEB26	-10803.632	-10562.660	199.009	1434.282	120.317	0.00207	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	O.K	64737.729	22537.504	6.909	2.872	O.K
모멘트최대	0.005	0.013	0.060	O.K	64737.729	15344.193	1584.304	4.219	O.K
탄성설계	0.005	0.013	0.060	O.K	20584.112	11803.225	17680.501	1.744	O.K
편심최대	0.005	0.013	0.060	O.K	73985.976	10562.660	1454.647	7.004	O.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 21, ULB01)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2187.349	22537.504	6.909	0.307

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

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

$= 22537.504 \times -0.00001 / (0.000 \times 13.025)$

$= 0.000$

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 13.025 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 $\lambda = k \times Lu/r \leq 22$

$= 2.100 \times 14.032 / 0.575$

$= 51.247 > 22.000$ ∴ 장주

여기서, $r = \sqrt{(I/A)} = 0.575$: 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 14.032 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

$\delta s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$

$= 1 / (1 - 0.000)$

$= 1.000$

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s
= 0.000 + 1.000 x 6.909
= 6.909 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s
= 0.000 + 1.000 x 6.909
= 6.909 kN.m

㉤ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 53710.20 mm² , Puse = 0.01293
- 1단 : H25 - 53EA (As=26855.100 mm²), d1 = 100.000 mm
- 2단 : H25 - 53EA (As=26855.100 mm²), d2 = 125.000 mm
ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0129) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K
ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1493341.108 mm²
Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉥ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1320.000 mm, ab = k1 x cb = 1122.000 mm
Cc = 0.85 x 27.0 x 1998227.671 = 45859.325 kN, ∑Csi = 8236.391 kN, ∑Tsi = 6210.552 kN
Pb = 45859.325 + 8236.391 - 6210.552 = 47885.164 kN
Mb = Cc x 1067.771 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 34721.267 kN.m
eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 725.094 mm, e = Mu/Pu = 0.307 mm)

㉦ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 6322.807 mm, a = k1 x c = 5374.386 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 4155211.495 = 95362.104 kN
∑Csi = 20217.043 kN, ∑Tsi = 0.000 kN
Pn = 95362.104 + 20217.043 - 0.000 = 115579.147 kN
Mn = Cc x 2687.193 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 35.199 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=0.305) | = 0.0020 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉧ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm
c = 6322.807 mm, a = k1 x c = 5374.386 mm
εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020
εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-6322.81) / 6322.81 = -0.00196
εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉨ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 92482.470 kN < Pn = 115579.147 kN
ΦPn = 0.70 x 92482.470 = 64737.729 kN ≥ Pu = 22537.504 kN ∴ O.K
ΦMn = ΦPn x 0.000 = 19.845 kN.m ≥ Mu = 6.909 kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 21, ULB04)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2187.349	15344.193	1584.304	103.251

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 15344.193 x 0.00224 / (130.343 x 13.025)

= 0.020

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 13.025 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 14.032 / 0.575

= 51.247 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.575 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 14.032 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.020)

= 1.020

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.020 x 214.405

= 218.781 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.020 x 1552.618

= 1584.304 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 53710.20 mm² , Puse = 0.01293

- 1단 : H25 - 53EA (As=26855.100 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 53EA (As=26855.100 mm²), d2 = 125.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0129) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1016710.376 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1320.000 mm, ab = k1 x cb = 1122.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1998227.671 = 45859.325 kN, ∑Csi = 8236.391 kN, ∑Tsi = 6210.552 kN

Pb = 45859.325 + 8236.391 - 6210.552 = 47885.164 kN

Mb = Cc x 1067.771 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 34721.267 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 725.094 mm, e = Mu/Pu = 103.251 mm)

㈐ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 2407.016 mm, a = k1 x c = 2045.963 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 3904804.763 = 89615.269 kN

∑Csi = 13461.208 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 89615.269 + 13461.208 - 0.000 = 103076.477 kN

Mn = Cc x 1087.010 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 10642.179 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=103.245) | = 0.0056 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈑ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 2407.016 mm, a = k1 x c = 2045.963 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-2407.02) / 2407.02 = -0.00026

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㈒ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 92482.470 kN < Pn = 103076.477 kN

ΦPn = 0.70 x 92482.470 = 64737.729 kN ≥ Pu = 15344.193 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.103 = 6684.239 kN.m ≥ Mu = 1584.304 kN.m ∴ O.K

③ 탄성설계 : (부재 21, ULB22)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=1.00

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2187.349	11803.225	17680.501	1497.938

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 11803.225 x 0.02359 / (1591.000 x 13.025)

= 0.013

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 13.025 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 14.032 / 0.575

= 51.247 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.575 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 14.032 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.013)

= 1.013

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s
= 0.000 + 1.013 x 1239.654
= 1255.982 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s
= 0.000 + 1.013 x 17450.654
= 17680.501 kN.m

㉤ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 53710.20 mm² , Puse = 0.01293
- 1단 : H25 - 53EA (As=26855.100 mm²), d1 = 100.000 mm
- 2단 : H25 - 53EA (As=26855.100 mm²), d2 = 125.000 mm
ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0129) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K
ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 782084.879 mm²
Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉥ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1320.000 mm, ab = k1 x cb = 1122.000 mm
Cc = 0.85 x 27.0 x 1998227.671 = 45859.325 kN, ∑Csi = 8236.391 kN, ∑Tsi = 6210.552 kN
Pb = 45859.325 + 8236.391 - 6210.552 = 47885.164 kN
Mb = Cc x 1067.771 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 34721.267 kN.m
eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 725.094 mm, e = Mu/Pu = 1497.938 mm)

㉦ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 844.139 mm, a = k1 x c = 717.518 mm 를 사용.
Cc = 0.85 x 27.0 x 1106680.137 = 25398.309 kN
∑Csi = 6088.893 kN, ∑Tsi = 10903.090 kN
Pn = 25398.309 + 6088.893 - 10903.090 = 20584.112 kN
Mn = Cc x 1087.661 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 30833.820 kN.m
- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1497.943)| = 0.0046 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉧ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 92482.470 kN ≥ Pn = 20584.112 kN
ΦPn = 1.00 x 20584.112 = 20584.112 kN ≥ Pu = 11803.225 kN ∴ O.K
ΦMn = ΦPn x 1.498 = 30833.725 kN.m ≥ Mu = 17680.501 kN.m ∴ O.K

④ 편심최대 : (부재 21, UEB26)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2187.349	10562.660	1454.647	137.716

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 10562.660 x 0.00207 / (120.317 x 13.025)

= 0.014

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 13.025 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 14.032 / 0.575

= 51.247 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.575 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 14.032 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.014)

= 1.014

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.014 x 199.009

= 201.834 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.014 x 1434.282

= 1454.647 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 ㎟ , Ast = 53710.20 ㎟ , Puse = 0.01293

- 1단 : H25 - 53EA (As=26855.100 ㎟), d1 = 100.000 ㎜

- 2단 : H25 - 53EA (As=26855.100 ㎟), d2 = 125.000 ㎜

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0129) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 699884.707 ㎟

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 ㎟)이어야 하므로 2077378.142 ㎟ 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1320.000 ㎜, ab = k1 x cb = 1122.000 ㎜

Cc = 0.85 x 27.0 x 1998227.671 = 45859.325 kN, ∑Csi = 8236.391 kN, ∑Tsi = 6210.552 kN

Pb = 45859.325 + 8236.391 - 6210.552 = 47885.164 kN

Mb = Cc x 1067.771 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 34721.267 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 725.094 ㎜, e = Mu/Pu = 137.716 ㎜)

㈏ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 2301.588 mm, a = k1 x c = 1956.350 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 3766360.968 = 86437.984 kN

∑Csi = 12895.947 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 86437.984 + 12895.947 - 0.000 = 99333.931 kN

Mn = Cc x 1075.803 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 13679.515 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=137.712)| = 0.0036 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈐ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 2301.588 mm, a = k1 x c = 1956.350 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-2301.59) / 2301.59 = -0.00013

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.80 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.700) / (0.00500-0.00200) = 0.800

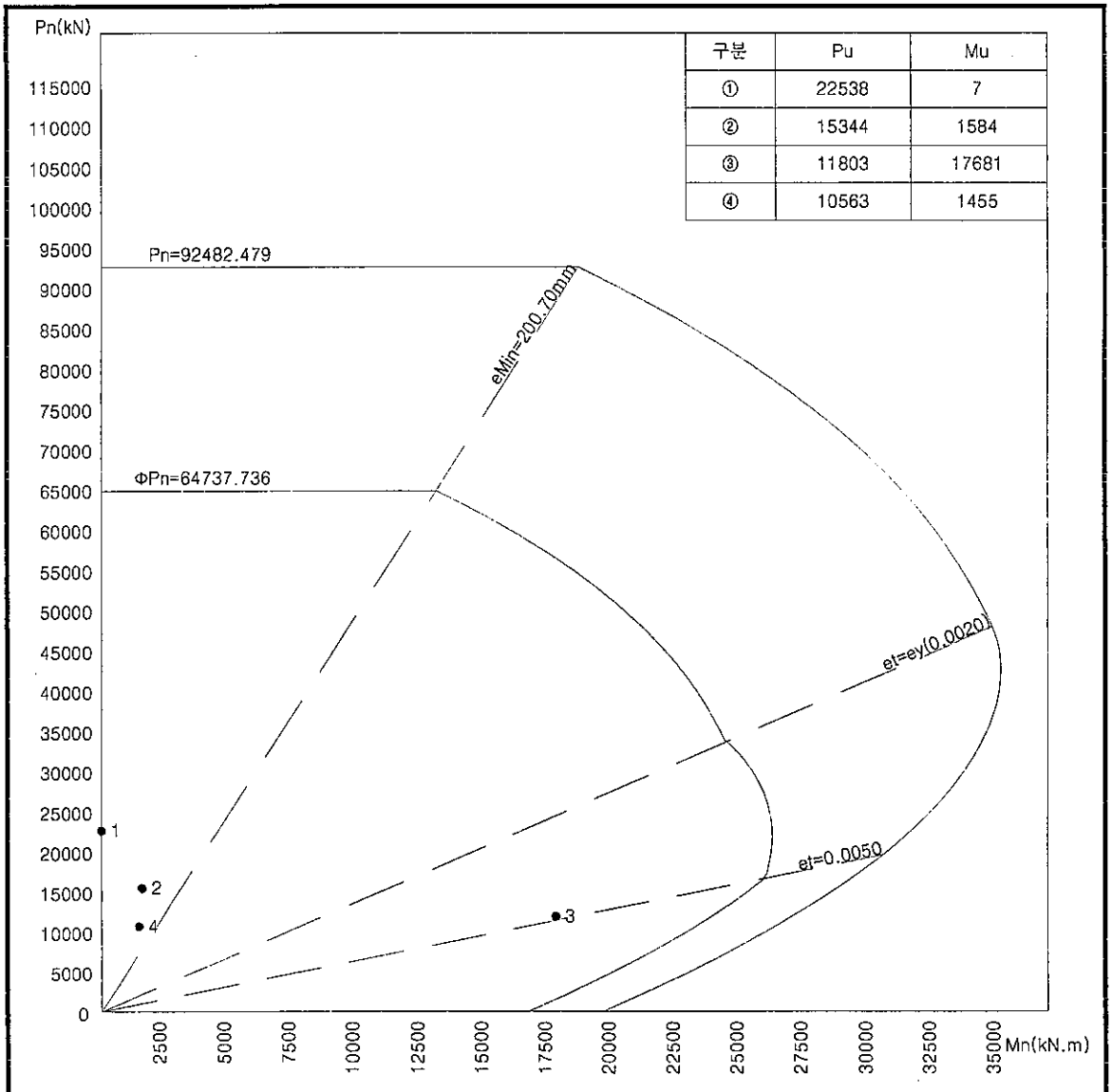
㈑ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 92482.470 kN < Pn = 99333.931 kN

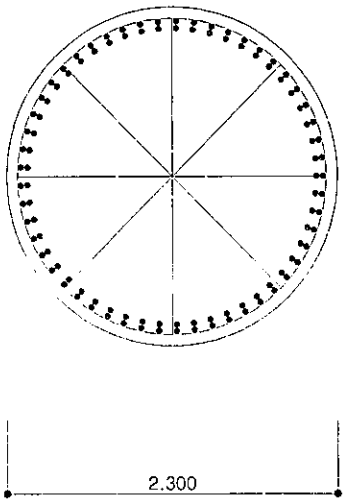
ΦPn = 0.80 x 92482.470 = 73985.976 kN ≥ Pu = 10562.660 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.138 = 10189.051 kN.m ≥ Mu = 1454.647 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	22538	7
②	15344	1584
③	11803	17681
④	10563	1455



▣ 단면제원

R = 1150.000 mm
D = 2187.349 mm
Ag = 4154756.284 mm²
Aeff = 2077378.142 mm²

▣ 사용 철근

Ast = 53710.200 mm²
Puse = 0.01293
1단 : H25-53Ea
2단 : H25-53Ea

9.3 합성부재력 검토

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pu(kN)	Mx(kN.m)	My(kN.m)	M2(kN.m)	비 고
UL01	-22537.504	6.909	5122.658	5122.663	축력최대
UL04	-15344.193	1584.304	11945.334	12049.939	모멘트최대
UL22	-11803.225	6500.157	21983.645	22924.499	탄성설계
UL22	-11803.225	6500.157	21983.645	22924.499	소성설계
UE26	-10562.660	1454.647	10537.246	10637.178	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 6363.654 kN.m를 사용하며,

교축직각방향 기둥검토시의 모멘트 확대계수를 적용한다.

Mx = 6363.654 x 1.021 = 6500.157 kN.m, 2) 교축직각방향 참조

- 지진시 모멘트(=6363.654) : [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	0.013	0.060	O.K	62728.528	22537.504	5122.663	2.783	O.K
모멘트최대	0.005	0.013	0.060	O.K	31736.486	15344.193	12049.939	2.068	O.K
탄성설계	0.005	0.013	0.060	O.K	14552.092	11803.225	22924.499	1.233	O.K
편심최대	0.005	0.013	0.060	O.K	27327.926	10562.660	10637.178	2.587	O.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 21, UL001)

【 기둥 : 하부 , 1/5 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=89.923도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2187.349	22537.504	5122.663	227.295

㉯ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 53710.20 mm² , Puse = 0.01293

- 1단 : H25 - 53EA (As=26855.100 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 53EA (As=26855.100 mm²), d2 = 125.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0129) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1493341.108 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1320.000 mm, ab = k1 x cb = 1122.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1998227.671 = 45859.325 kN, ∑Csi = 8236.391 kN, ∑Tsi = 6210.552 kN

Pb = 45859.325 + 8236.391 - 6210.552 = 47885.164 kN

Mb = Cc x 1067.771 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 34721.267 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 725.094 mm, e = Mu/Pu = 227.295 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 2068.914 mm, a = k1 x c = 1758.577 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 3408864.722 = 78233.445 kN

∑Csi = 11567.586 kN, ∑Tsi = 188.849 kN

Pn = 78233.445 + 11567.586 - 188.849 = 89612.182 kN

Mn = Cc x 1061.037 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 20368.175 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=227.292)| = 0.0025 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 2068.914 mm, a = k1 x c = 1758.577 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-2068.91) / 2068.91 = 0.00019

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 92482.470 kN ≥ Pn = 89612.182 kN

ΦPn = 0.70 x 89612.182 = 62728.528 kN ≥ Pu = 22537.504 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.227 = 14257.882 kN.m ≥ Mu = 5122.663 kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 21, UL004)

【 기등 : 하부 , 2/5 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=82.445도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2187.349	15344.193	12049.939	785.309

㉯ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 53710.20 mm² , Puse = 0.01293

- 1단 : H25 - 53EA (As=26855.100 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 53EA (As=26855.100 mm²), d2 = 125.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0129) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1016710.376 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1320.000 mm, ab = k1 x cb = 1122.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1998227.671 = 45859.325 kN, ∑Csi = 8236.391 kN, ∑Tsi = 6210.552 kN

Pb = 45859.325 + 8236.391 - 6210.552 = 47885.164 kN

Mb = Cc x 1067.771 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 34721.267 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 725.094 mm, e = Mu/Pu = 785.309 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1258.871 mm, a = k1 x c = 1070.040 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1893690.758 = 43460.203 kN

∑Csi = 8009.126 kN, ∑Tsi = 6904.357 kN

Pn = 43460.203 + 8009.126 - 6904.357 = 44564.972 kN

Mn = Cc x 1066.606 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 34997.628 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=785.317) | = 0.0076 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 1258.871 mm, a = k1 x c = 1070.040 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-1258.87) / 1258.87 = 0.00224

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.71 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0022-0.0020) x (0.850-0.700) / (0.00500-0.00200) = 0.712

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 92482.470 kN ≥ Pn = 44564.972 kN

ΦPn = 0.71 x 44564.972 = 31736.486 kN ≥ Pu = 15344.193 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.785 = 24922.960 kN.m ≥ Mu = 12049.939 kN.m ∴ O.K

③ 탄성설계 : (부재 21, UL022)

【 기둥 : 하부 , 3/5 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=1.00, θ=73.528도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2187.349	11803.225	22924.499	1942.223

㉯ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 53710.20 mm² , Puse = 0.01293

- 1단 : H25 - 53EA (As=26855.100 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 53EA (As=26855.100 mm²), d2 = 125.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0129) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 782084.879 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1320.000 mm, ab = k1 x cb = 1122.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1998227.671 = 45859.325 kN, ∑Csi = 8236.391 kN, ∑Tsi = 6210.552 kN

Pb = 45859.325 + 8236.391 - 6210.552 = 47885.164 kN

Mb = Cc x 1067.771 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 34721.267 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 725.094 mm, e = Mu/Pu = 1942.223 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 734.326 mm, a = k1 x c = 624.177 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 911588.638 = 20920.959 kN

∑Csi = 5514.283 kN, ∑Tsi = 11883.151 kN

Pn = 20920.959 + 5514.283 - 11883.151 = 14552.092 kN

Mn = Cc x 1094.502 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 28263.413 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1942.223) | = 0.0001 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 92482.470 kN ≥ Pn = 14552.092 kN

ΦPn = 1.00 x 14552.092 = 14552.092 kN ≥ Pu = 11803.225 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.942 = 28263.413 kN.m ≥ Mu = 22924.499 kN.m ∴ O.K

④ 편심최대 : (부재 21, UE026)

【 기둥 : 하부 , 5/5 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=82.140도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2187.349	10562.660	10637.178	1007.055

㉯ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 53710.20 mm² , Puse = 0.01293

- 1단 : H25 - 53EA (As=26855.100 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 53EA (As=26855.100 mm²), d2 = 125.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0129) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 699884.707 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1320.000 mm, ab = k1 x cb = 1122.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1998227.671 = 45859.325 kN, ∑Csi = 8236.391 kN, ∑Tsi = 6210.552 kN

Pb = 45859.325 + 8236.391 - 6210.552 = 47885.164 kN

Mb = Cc x 1067.771 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 34721.267 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 725.094 mm, e = Mu/Pu = 1007.055 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1083.457 mm, a = k1 x c = 920.939 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1554099.339 = 35666.580 kN

∑Csi = 7215.870 kN, ∑Tsi = 8722.542 kN

Pn = 35666.580 + 7215.870 - 8722.542 = 34159.907 kN

Mn = Cc x 1074.489 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 34401.013 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1007.058) | = 0.0033 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 1083.457 mm, a = k1 x c = 920.939 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-1083.46) / 1083.46 = 0.00309

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.80 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.700) / (0.00500-0.00200) = 0.800

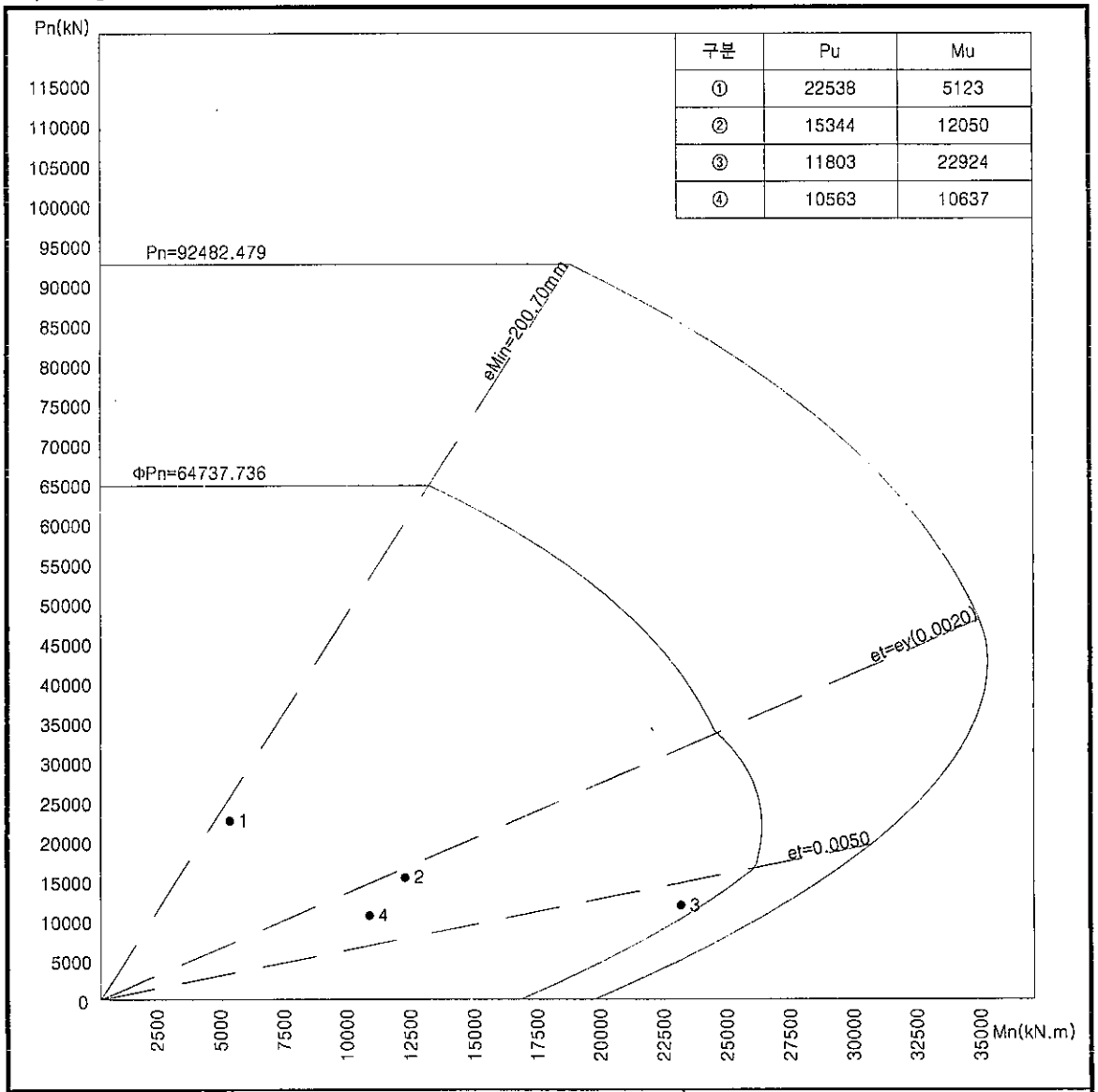
㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 92482.470 kN ≥ Pn = 34159.907 kN

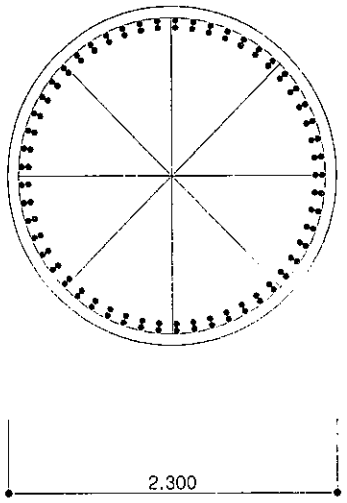
ΦPn = 0.80 x 34159.907 = 27327.926 kN ≥ Pu = 10562.660 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.007 = 27520.721 kN.m ≥ Mu = 10637.178 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	22538	5123
②	15344	12050
③	11803	22924
④	10563	10637



▣ 단면제원

R = 1150.000 mm
D = 2187.349 mm
Ag = 4154756.284 mm²
Aeff = 2077378.142 mm²

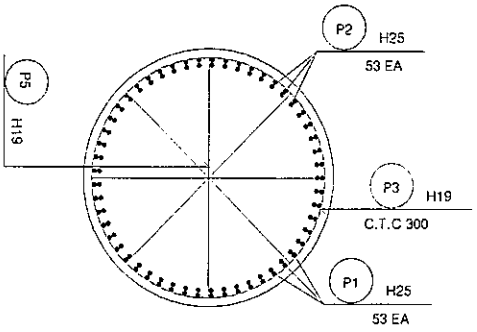
▣ 사용 철근

Ast = 53710.200 mm²
Puse = 0.01293
1단 : H25-53Ea
2단 : H25-53Ea

9.4 상시 전단설계

(1) 기둥에 발생하는 최대전단력 : UL004 MAX, 『기둥부재력 집계』 참조

교축방향 V = 0.000 kN
교축직각방향 V = 640.453 kN
합성전단력 V = 640.453 kN
축방향력 P = 15344.193 kN



(2) 공칭전단력 Vn = Vc + Vs (Φ = 0.80)

Vn = Vmax / Φ = 640.453 / 0.80 = 800.566 kN

(3) 압축부재에 의한 콘크리트 전단 Vc 및 필요철근 전단 Vs

① 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 d

h = 2300.000 mm d' = 112.651 mm

Zs = ∑(인장철근들의 면적 x 거리) / ∑(면적)

= 655.880 mm

d = h/2 + Zs

= 2300.000/2 + 655.880

= 1805.880 mm

② 압축부재의 콘크리트 전단력 Vc

Vc = 1/6 x (1 + Nu / 14Ag) x √(fck) x b x d

= 1/6 x { 1 + 15344.193 x 1000 / (14 x 4154756.284) } x √27.0
x 2300.000 x 1805.880

= 4545.951 kN

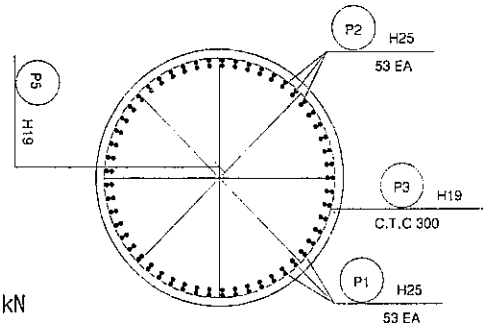
③ 필요철근 전단력 Vs

Vc/2 = 2272.976 kN ≥ Vn ≤ Vc = 4545.951 ∴ 전단 철근 필요 없음

9.5 지진시 전단설계

(1) 기둥에 발생하는 최대전단력 : ULB22 MAX, 『기둥부재력 집계』 참조

교축방향	V =	1591.000 kN
교축직각방향	V =	516.000 kN
합성전단력	V =	1672.584 kN
축방향력	P =	11803.225 kN



(2) 공칭전단력 Vn = Vc + Vs (Φ = 1.00)

Vn = Vmax / Φ = 1672.584 / 1.00 = 1672.584 kN

(3) 압축부재에 의한 콘크리트 전단 Vc 및 필요철근 전단 Vs

① 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 d

h = 2300.000 mm d' = 112.651 mm

Zs = ∑(인장철근들의 면적 x 거리) / ∑(면적)

= 655.880 mm

d = h/2 + Zs

= 2300.000/2 + 655.880

= 1805.880 mm

② 압축부재의 콘크리트 전단력 Vc

Vc = 1/6 x (1 + Pu / 14Ag) x √fck x b x d

= 1/6 x { 1 + 11803.225 x 1000 / (14 x 4154756.284) } x √27.0 x 2300.000 x 1805.880

= 4326.976 kN

③ 필요철근 전단력 Vs

Vc/2 = 2163.488 kN > Vn = 1672.584 kN ∴ 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 = 2300.0 mm
- 기둥 순높이의 1/6 = 10900.0 / 6 = 1816.7 mm
∴ 2300.0 mm = 2.300 m

② 단부구역 및 소성힌지구역의 횡방향철근의 간격 [도로교설계기준 6.8.3.3]
횡방향철근의 간격은 부재최소단면치수의 1/4, 축방향 철근지름의 6배 이하이어야 한다.
- 기둥의 최대단면치수 D / 4 = 2300.0 / 4 = 575.0 mm
- 축방향 철근지름 6 x d = 6 x 25.0 = 150.0 mm
∴ 150.0 mm = 0.150 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 x D = 1150.0 mm
∴ 1150.0 mm = 1.150 m

④ 단부구역 이외의 위치에서 겹침이음 적용시 횡방향 철근의 간격 [도로교설계기준 6.8.3.3]
- 기둥의 최소단면치수 D / 4 = 2300.0 / 4 = 575.0 mm
- 100.0 mm
∴ 575.0 mm = 0.575 m

10. 기 초 설 계

10.1 교축직각방향

1) 기초 안정검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vx(kN)	My(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
SV005	15148.951	312.559	3378.622	17999.076	67946.512	4003.741	축력최대
SV026	11803.225	515.556	8968.614	14653.350	55316.396	9999.726	모멘트최대
SV026	11803.225	515.556	8968.614	14653.350	55316.396	9999.726	편심최대
SV022	11803.225	1438.683	21521.988	14653.350	55316.396	24399.354	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P + W, W = 7.550 x 7.550 x 2.000 x 25.000 = 2850.125 kN

Mr = ∑V x B/2, B = 7.550 m

My = M + P x e, e = 0.000 m

Mo = |My + Vx x h|, h = 2.000 mm

※ 말뚝검토시의 모멘트는 Mc = ∑V x e 를 적용한다, e = B/2 - (Mr-Mo)/∑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.

$\beta\lambda \le 1.0$

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)

= 313234.783 x 36 / (7.550 x 7.550) = 197823.818 kN/m³

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

Kv : 개 말뚝의 축방향 스프링정수 (= 313234.783 kN/m) , 『말뚝계산』 참조

L : 확대기초의 길이 (= 7.550 m)

B : 확대기초의 폭 (= 7.550 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)

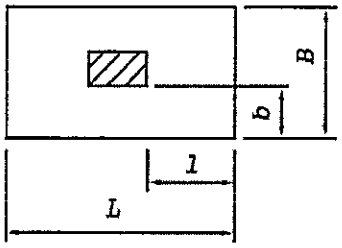
$\beta = \sqrt[4]{\{(3 \times 197823.818) / (27804000.000 \times 2.000^3)\}} = 0.227$ (m-1)

* 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우

λ = max(l,b) = max(2.625,2.625) = 2.625

다만, l ≥ L/2이면 l = L/2 = 3.775

b ≥ B/2이면 b = B/2 = 3.775



βλ = 0.227 x 2.625 = 0.597 ≤ 1.0, ∴ O.K

2) 기초 단면검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vx(kN)	My(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
UL001	22537.504	16.012	-4175.132	26242.666	99066.066	4143.108	축력최대
UL004	15344.193	640.453	11515.302	19049.355	71911.317	12796.208	모멘트최대
UE026	10562.660	618.667	10305.427	13127.772	49557.341	11542.762	편심최대
UL022	11803.225	1438.683	21521.988	14653.350	55316.396	24399.354	지진시
SV005	15148.951	312.559	3378.622	17999.076	67946.512	4003.741	축력최대
SV026	11803.225	515.556	8968.614	14653.350	55316.396	9999.726	모멘트최대
SV026	11803.225	515.556	8968.614	14653.350	55316.396	9999.726	편심최대
SV022	11803.225	1438.683	21521.988	14653.350	55316.396	24399.354	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P + W, W = 7.550 x 7.550 x 2.000 x 25.000 x 하중계수

Mr = ∑V x B/2, B = 7.550 m

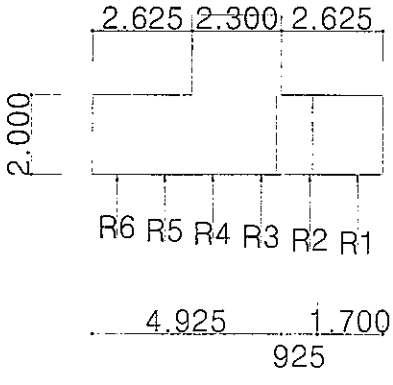
My = M + P x e, e = 0.000 m

Mo = |My + Vx x h|, h = 2.000 mm

※ 말뚝검토시의 모멘트는 Mc = ∑V x e 를 적용한다, e = B/2 - (Mr-Mo)/∑V

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 기초의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 6본

R2 = Ru2 x 6본

R3 = Ru3 x 6본

R4 = Ru4 x 6본

R5 = Ru5 x 6본

R6 = Ru6 x 6본

구 분	R1	R2	R3	R4	R5	R6
SV005	3493.439	3296.002	3098.565	2901.127	2703.69	2506.253
SV026	3634.819	3157.782	2680.744	2203.706	1726.668	1249.631
SV026	3634.819	3157.782	2680.744	2203.706	1726.668	1249.631
SV022	5326.48	4172.778	3019.076	1865.374	711.672	-442.03
UL001	4837.93	4652.269	4466.608	4280.947	4095.286	3909.625
UL004	4698.079	4088.804	3479.53	2870.255	2260.981	1651.706
UE026	3568.156	3016.078	2464.001	1911.923	1359.846	807.769
UL022	5326.48	4172.778	3019.076	1865.374	711.672	-442.03

㉮ 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.700 x 2.000 x 7.550 x 25.000 = 641.750 kN

Ma = 2.756 x 2.000 x 7.550 x 25.000 x 2.756/2 = 1433.657 kN.m

㉯ 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = R1+ R2

Ma = R1 x -2.106+ R2 x -0.856

※전단력 계산시 R2의 반력은 콘크리트구조설계기준 12.3.2 (4)에 의해 36.20%의 값을 적용

→(5.650 + 0.500/2 -5.719) / 0.500 = 0.362

㉰ 사용하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		사용하중 단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)	
SV005	4686.592	10178.561	4044.842	8744.903	
SV026	4777.936	10357.991	4136.186	8924.333	
SV026	4777.936	10357.991	4136.186	8924.333	
SV022	6837.026	14789.465	6195.276	13355.808	

※ 사용하중단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력

㉱ 계수하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		계수단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)	
UL001	6522.052	14171.024	5687.777	12307.269	
UL004	6178.226	13394.171	5343.951	11530.416	
UE026	4659.976	10096.299	4082.401	8806.007	
UL022	6837.026	14789.465	6195.276	13355.808	

※ 계수단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력 x 사하중계수

1) 단면 검토 : 교직-지점부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
7550.0	2000.0	1850.0	150.0	13355.8	6195.3

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 30908.700 x 400.00 = 12363480.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 7550.000 = 173272.500 x a

T = C 이므로, a = 71.353 mm, c = 71.353 / β1 = 71.353 / 0.85 = 83.944 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1850.00 - 83.944) / 83.944 = 0.06312

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 21522.407 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 30908.7 mm² (철근도심 : 150.0 mm) , [사용률 = 1.436]

1단 : H25 - 61.0 EA (= 30908.7 mm²)

* 철근비 검토

As,temp = 0.0015 x 7550.0 x 1200.0 = 13590.000 mm²

As,req = 21522.407 mm²

ρmin = Max(21522.407, 13590.000) / bd = 0.00154

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00221

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 71.353 mm

ΦMn = 0.85 x 30908.700 x 400 x (1850.00 - a/2) = 19066.650 kN.m

≥ Mu (= 13355.808 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.428]

* 전단에 대한 검토 (d = 1850.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 7550.00 x 1850.00 = 9676.968 kN

≥ Vu (= 6195.276 kN) , 전단보강 불필요.

- 수평철근 검토

* 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

단, 단위M당 1800 mm² 이하

사용철근량 : H25 - 61 EA

H25 - 31 EA = 46616.400 mm²

필요철근량 : 0.0015 x 2000.0 x 7550.0 = 22650.0 ㎟ < 46616.4 ㎟

(46616.400 / 7.550) = 6174.358 ㎟ > (1800 ㎟)

필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,은도 철근 단면적을 단위 m당

1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

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

사용철근량 : H25 - 31 EA = 15707.700 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 15707.700 ㎟ ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 8924.333 x 1000000 / [30908.700 x (1850.000 - 298.226/3)]

= 164.934 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x30908.700/7550.0 + 7x30908.700/7550.0 x √[(1 + 2x7550.0x1850.0/(7x30908.700)]

= 298.226 mm

사용철근량 = 30908.7 ㎟ (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H25 - 61.0 EA (= 30908.7 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 150.00 - 25/2 = 137.50 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 164.93) - 2.5 x 137.50 = 133.71 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 164.93) = 381.97 mm

Sa는 작은 값인 133.71 mm 를 적용

S = 7550.00 / 61.0 EA = 123.77 ≤ Sa (= 133.71 mm) ∴ O.K

10.2 교축방향

1) 기초 안정검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vy(kN)	Mx(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
SVB05	15148.951	50.132	-594.330	17999.076	67946.512	494.066	축력최대
SVB04	11803.225	100.264	-1194.322	14653.350	55316.396	993.794	모멘트최대
SVB26	11803.225	100.264	-1194.322	14653.350	55316.396	993.794	편심최대
SVB22	11803.225	1591.000	17450.654	14653.350	55316.396	20632.654	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P + W, W = 7.550 x 7.550 x 2.000 x 25.000 = 2850.125 kN

Mr = ∑V x B/2, B = 7.550 m

Mx = M + P x e, e = 0.000 m

Mo = |Mx + Vy x h|, h = 2.000 m

※ 말뚝검토시의 모멘트는 Mc = ∑V x e 를 적용한다, e = B/2 - (Mr-Mo)/∑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)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
ULB01	22537.504	0.000	6.909	26242.666	99066.066	6.909	축력최대
UEB04	11742.982	130.343	-1553.714	14593.107	55088.979	1293.028	모멘트최대
UEB26	10562.660	120.317	-1434.282	13127.772	49557.341	1193.649	편심최대
ULB22	11803.225	1591.000	17450.654	14653.350	55316.396	20632.654	지진시
SVB05	15148.951	50.132	-594.330	17999.076	67946.512	494.066	축력최대
SVB04	11803.225	100.264	-1194.322	14653.350	55316.396	993.794	모멘트최대
SVB26	11803.225	100.264	-1194.322	14653.350	55316.396	993.794	편심최대
SVB22	11803.225	1591.000	17450.654	14653.350	55316.396	20632.654	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P + W, W = 7.550 x 7.550 x 2.000 x 25.000 x 하중계수

Mr = ∑V x B/2, B = 7.550 m

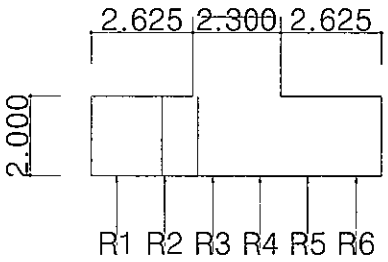
Mx = M + P x e, e = 0.000 m

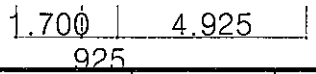
Mo = |Mx + Vy x h|, h = 2.000 m

※ 말뚝검토시의 모멘트는 Mc = ∑V x e 를 적용한다, e = B/2 - (Mr-Mo)/∑V

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 기초의 단면력 계산





R1 = Ru1 x 6본

R2 = Ru2 x 6본

R3 = Ru3 x 6본

R4 = Ru4 x 6본

R5 = Ru5 x 6본

R6 = Ru6 x 6본

구 분	R1	R2	R3	R4	R5	R6
SVB05	3062.509	3037.444	3012.379	2987.313	2962.248	2937.183
SVB04	2568.183	2517.8	2467.417	2417.033	2366.65	2316.267
SVB26	2568.183	2517.8	2467.417	2417.033	2366.65	2316.267
SVB22	4927.872	3933.613	2939.354	1945.096	950.837	-43.422
ULB01	4374.548	4374.24	4373.932	4373.624	4373.316	4373.008
UEB04	2596.052	2530.505	2464.958	2399.411	2333.864	2268.317
UEB26	2339.233	2278.725	2218.216	2157.708	2097.199	2036.691
ULB22	4927.872	3933.613	2939.354	1945.096	950.837	-43.422

㉮ 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.700 x 2.000 x 7.550 x 25.000 = 641.750 kN

Ma = 2.756 x 2.000 x 7.550 x 25.000 x 2.756/2 = 1433.657 kN.m

㉯ 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = R1+ R2

Ma = R1 x 2.106+ R2 x 0.856

※전단력 계산시 R2의 반력은 콘크리트구조설계기준 12.3.2 (4)에 의해 36.20%의 값을 적용

→(1.831 + 0.500/2 -1.900) / 0.500 = 0.362

㉰ 사용하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		사용하중 단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)	
SVB05	4162.064	9049.697	3520.314	7616.039	
SVB04	3479.626	7563.829	2837.876	6130.172	
SVB26	3479.626	7563.829	2837.876	6130.172	
SVB22	6351.840	13745.271	5710.090	12311.614	

※ 사용하중단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력

㉱ 계수하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		계수단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)	
ULB01	5958.022	12957.147	5123.747	11093.392	
UEB04	3512.094	7633.397	2870.344	6199.739	
UEB26	3164.132	6877.014	2586.557	5586.722	
ULB22	6351.840	13745.271	5710.090	12311.614	

※ 계수단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력 x 사하중계수

1) 단면 검토 : 교축방향

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
7550.0	2000.0	1850.0	150.0	12311.6	5710.1

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 30908.700 x 400.00 = 12363480.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 7550.000 = 173272.500 x a

T = C 이므로, a = 71.353 mm, c = 71.353 / β1 = 71.353 / 0.85 = 83.944 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1850.00 - 83.944) / 83.944 = 0.06312

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 19818.368 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 30908.7 ㎟ (철근도심 : 150.0 mm) , [사용률 = 1.560]
  1단 : H25 - 61.0 EA (= 30908.7 ㎟)

* 철근비 검토
  As,temp = 0.0015 x 7550.0 x 1200.0 = 13590.000 ㎟
  As,req = 19818.368 ㎟
  ρmin = Max(19818.368, 13590.000) / bd = 0.00142
  ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089
  ρuse = As / bd = 0.00221
  ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토
  a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 71.353 mm
  ΦMn = 0.85 x 30908.700 x 400 x (1850.00 - a/2) = 19066.650 kN.m
  ≥ Mu (= 12311.614 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.549]

* 전단에 대한 검토 (d = 1850.00 mm)
  ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d
  = 0.80 x 1/6 x √27 x 7550.00 x 1850.00 = 9676.968 kN
  ≥ Vu (= 5710.090 kN) , 전단보강 불필요.

- 수평철근 검토
  * 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』
  단, 단위M당 1800 ㎟ 이하
  사용철근량 : H25 - 61 EA
  H25 - 31 EA = 46616.400 ㎟
  필요철근량 : 0.0015 x 2000.0 x 7550.0 = 22650.0 ㎟ < 46616.4 ㎟
  (46616.400 / 7.550) = 6174.358 ㎟ > (1800 ㎟)
  필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당
  1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

  * 노출면 300㎜ 이상 『도로교설계기준 4.3.9, 철도설계기준 P.254』
  사용철근량 : H25 - 31 EA = 15707.700 ㎟
  필요철근량 : 300.000 ㎟ < 15707.700 ㎟ ∴ O.K

- 사용성 검토
  ① 응력 산정
  fs = M / [As x (d - χ/3)] = 7616.039 x 1000000 / [30908.700 x (1850.000 - 298.226/3)]
  = 140.755 MPa
  χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
  = -7x30908.700/7550.0 + 7x30908.700/7550.0 x √[(1 + 2x7550.0x1850.0/(7x30908.700)]
  = 298.226 mm

사용철근량 = 30908.7 ㎟ (철근도심 : 150.0 ㎜)

1단 : H25 - 61.0 EA (= 30908.7 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 150.00 - 25/2 = 137.50 ㎜

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 140.75) - 2.5 x 137.50 = 215.73 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 140.75) = 447.59 ㎜

Sa는 작은 값인 215.73 ㎜ 를 적용

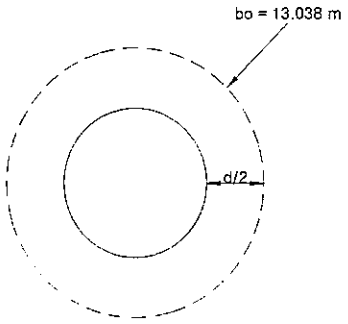
S = 7550.00 / 61.0 EA = 123.77 ≤ Sa (= 215.73 ㎜) ∴ O.K

11. 기초 2방향전단(펀칭) 검토

1) 최대 연직하중(Vu) : -22537.504 kN

2) PUNCHING SHEAR 검토위치 : 기둥전면 d/2

3) 위험단면 길이(bo) = 13.038 m



4) 콘크리트가 부담하는 전단강도

※ $\beta c = 1.000$, $\alpha s = 40$

① $Vc1 = 1/6 \times (1 + 2/\beta c) \times \sqrt{(Fck)} \times bo \times d$
$= 1/6 \times (1 + 2/1.00) \times \sqrt{(27)} \times 13.038 \times 1.850$
$= 62664.512$ kN

② $Vc2 = 1/6 \times (1 + (\alpha s \cdot d)/(2 \cdot bo)) \times \sqrt{(Fck)} \times bo \times d$
$= 1/6 \times (1 + (40 \cdot 1.850)/(2 \cdot 13.038)) \times \sqrt{(27)} \times 13.038 \times 1.850$
$= 80167.61$ kN

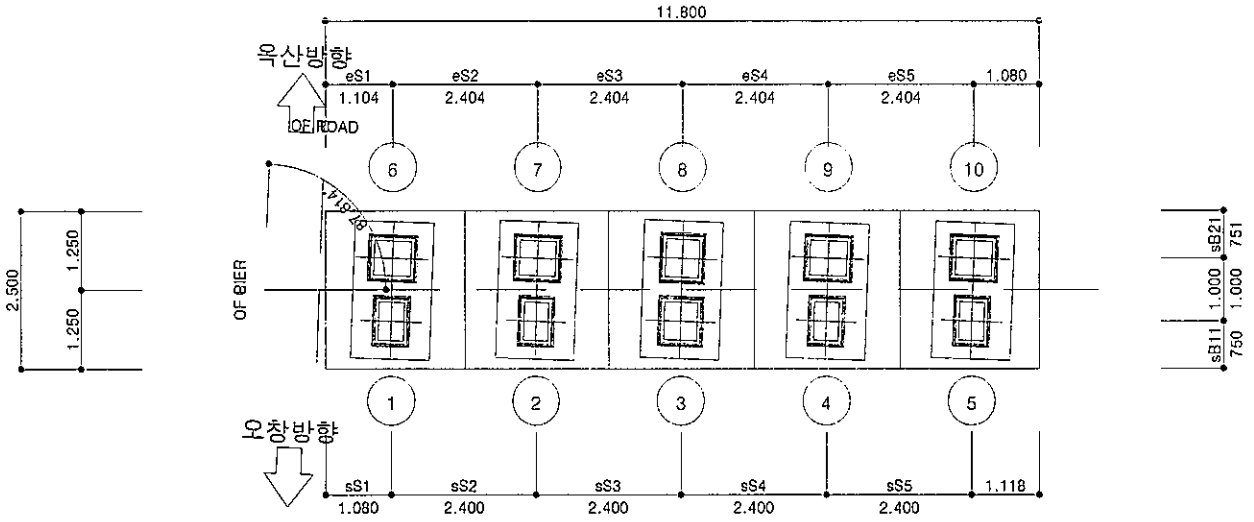
③ $Vc3 = 1/3 \times \sqrt{(Fck)} \times bo \times d$
$= 1/3 \times \sqrt{(27)} \times 13.038 \times 1.850$
$= 41776.342$ kN

———— 이중 작은 값 사용

∴ 콘크리트가 부담하는 전단강도(ϕVc) = $0.80 \times 41776.342 = 33421.073$ kN

※ $\Phi Vc > Vu$ ———————— O.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 x 40.063 = 400.314 mm

㉡ 후열

- 거더의 경간길이가 100m 이하이므로 S = 200 + 5.0L

S = 200 + 5.0 x 40.093 = 400.462 mm

② 실제 연단거리

구 분	필요연단	받침 규격		연단거리	비 고
		교축방향	직각방향		
1	400.314	610.000	410.000	437.290	O.K
2	400.314	610.000	410.000	437.276	O.K
3	400.314	600.000	550.000	439.605	O.K
4	400.314	610.000	410.000	437.246	O.K
5	400.314	610.000	410.000	437.231	O.K
6	400.462	550.000	600.000	464.231	O.K
7	400.462	550.000	600.000	464.203	O.K
8	400.462	600.000	550.000	440.165	O.K
9	400.462	550.000	600.000	464.148	O.K
10	400.462	550.000	600.000	464.120	O.K

12.2 최소 받침지지 길이 검토

① 최소 받침지지 길이

- 사각이 92.2° 이므로 받침선과 교축직각방향의 사잇각은 2.19°

$N = (200 + 1.67 \times L + 6.66 \times H) \times (1 + 0.000125 \times \theta^2)$ mm

$= (200 + 1.67 \times 40.093 + 6.66 \times 14.032) \times (1 + 0.000125 \times 2.19^2)$

$= 360.623$ mm

② 실제 받침지지 길이

$N1 = 1251 - 0 - 50 = 1201$ mm ≥ 361 mm $\therefore$ O.K

12.3 교량받침 수직력, 수평력 검토

구 분	수직력			수평력		
	허용값	상부반력	비 고	허용값	탄성지진력	비 고
SHOE 1	1750.000	1035.541	O.K	258.822	141.070	O.K
SHOE 2	1750.000	1177.988	O.K	258.822	139.910	O.K
SHOE 3	1750.000	1270.910	O.K	258.822	139.040	O.K
SHOE 4	1750.000	1335.661	O.K	258.822	138.700	O.K
SHOE 5	1750.000	1378.929	O.K	258.822	139.160	O.K
SHOE 6	1750.000	1035.165	O.K	258.822	141.040	O.K
SHOE 7	1750.000	1176.383	O.K	258.822	139.880	O.K
SHOE 8	1750.000	1271.790	O.K	258.822	139.020	O.K
SHOE 9	1750.000	1334.140	O.K	258.822	138.700	O.K
SHOE 10	1750.000	1380.827	O.K	258.822	139.170	O.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	1035.541	106.068	94.797	1159.805	1594.719	
2	1177.988	105.195	94.925	1159.806	1654.918	
3	1270.910	104.541	175.813	1299.808	1649.920	
4	1335.661	104.286	95.083	1159.810	1654.922	
5	1378.929	104.632	95.120	1159.812	1614.003	
6	1035.165	106.045	93.895	1350.625	1577.682	
7	1176.383	105.173	94.030	1350.623	1626.626	
8	1271.790	104.526	175.813	1300.621	1651.625	
9	1334.140	104.286	94.195	1350.619	1626.623	
10	1380.827	104.639	94.226	1350.617	1565.531	

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	1442.475	4369.200	O.K	1677.251	3574.800	O.K
2	1554.997	4369.200	O.K	1836.236	3574.800	O.K
3	1639.697	4369.200	O.K	2337.453	3574.800	O.K
4	1679.858	4369.200	O.K	2012.305	3376.200	O.K
5	1717.431	4369.200	O.K	2060.589	3376.200	O.K
6	1500.140	4369.200	O.K	1568.720	3574.800	O.K
7	1619.573	4369.200	O.K	1748.470	3574.800	O.K
8	1641.111	4369.200	O.K	2338.996	3574.800	O.K
9	1753.474	4369.200	O.K	1913.811	3376.200	O.K
10	1796.523	4369.200	O.K	1908.480	3376.200	O.K

③ 교량받침 콘크리트 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	589.265	5759.400	O.K	526.650	5759.400	O.K
2	584.419	5759.400	O.K	527.360	5759.400	O.K
3	580.785	5759.400	O.K	976.739	5759.400	O.K
4	579.365	5759.400	O.K	528.237	5759.400	O.K
5	581.287	5759.400	O.K	528.446	5759.400	O.K
6	589.140	5759.400	O.K	521.637	5759.400	O.K
7	584.294	5759.400	O.K	522.389	5759.400	O.K
8	580.702	5759.400	O.K	976.739	5759.400	O.K
9	579.365	5759.400	O.K	523.308	5759.400	O.K
10	581.328	5759.400	O.K	523.475	5759.400	O.K

12.5 교량받침 하면 보강 : 교량받침 1

① 교량받침에 작용하는 하중

- 연직하중 : 최대반력

  P = 1035.541 kN

- 교축방향 수평하중 : 탄성지진력, 온도변화의 영향

  Hx1 = 0 kN : 고정단이므로 온도변화의 영향은 고려하지 않는다

  Hx2 = 141.070 / 1.33 = 106.068 kN

  ☞ 수평력은 Hx1, Hx2 중 큰 값인 106.068 kN를 적용한다.

- 교축직각방향 수평하중 : 탄성지진력, 풍하중의 영향

  Hy1 = 0 kN : 가동단 받침이므로 풍하중은 적용되지 않는다.

  Hy2 = 126.080 / 1.33 = 94.797 kN

  ☞ 수평력은 Hy1, Hy2 중 큰 값인 94.797 kN를 적용한다.

② 연직하중에 대한 보강

b1x = 610.000 mm b1y = 410.000 mm

b2x = 749.805 mm b2y = 1079.829 mm

bcx = 2 x b2x = 1499.609 mm < 5 x b1x = 3050.000 mm

bcy = 2 x b2y = 2159.658 mm > 5 x b1y = 2050.000 mm

Asx1 = 1/4 x (1 - b1x/bcx) x P/fsa

= 1/4 x (1 - 610.000/1499.609) x 1035.541 x 10^3 /180.000

= 853.210 mm^2

Asy1 = 1/4 x (1 - b1y/bcy) x P/fsa

= 1/4 x (1 - 410.000/2050.000) x 1035.541 x 10^3 /180.000

= 1150.601 mm^2

③ 수평하중에 대한 보강

Asx2 = Hx/fsa

= 106.068 x 10^3 / 180.000

= 589.265 mm^2

Asy2 = Hy/fsa

= 94.797 x 10^3 / 180.000

= 526.650 mm^2

④ 철근 보강 범위

- 교축직각방향 철근보강 범위

  Bxo = b1x + b2y = 610.000 + 1079.829 = 1689.829 mm

  여기서, 교좌중심에서의 연단거리 749.805 mm가 Bxo/2 = 844.914 mm보다 작으므로 보정필요

  Bxo = b2x + (b1x + b2y)/2 = 749.805 + (610.000+1079.829)/2 = 1594.719 mm

- 교축방향 철근보강 범위

  Byo = b1y + b2x = 410.000 + 749.805 = 1159.805 mm

⑤ 철근량 산정

- 교축직각방향

Asy = Asy1 + Asy2 = 1150.601 + 526.650 = 1677.251 ㎟

Bxo = 1594.719 ㎜ 범위내에서 H16 - 18 EA

As = 198.600 x 18 = 3574.800 ㎟ ∴ O.K

- 교축방향

Asx = Asx1 + Asx2 = 853.210 + 589.265 = 1442.475 ㎟

Byo = 1159.805 ㎜ 범위내에서 H16 - 22 EA

As = 198.600 x 22 = 4369.200 ㎟ ∴ O.K

12.6 교량받침 콘크리트 보강 : 교량받침 1

① 교축직각방향

As2 = Hy/fsa = 94.797 x 10^3 / 180.000 = 526.650 ㎟

사용철근 : H16 - 18 EA + H16 - 11 EA

As = 198.600 x 18 + 198.600 x 11 = 5759.400 ㎟ ∴ O.K

② 교축방향

As1 = Hx/fsa = 106.068 x 10^3 / 180.000 = 589.265 ㎟

사용철근 : H16 - 18 EA + H16 - 11 EA

As = 198.600 x 18 + 198.600 x 11 = 5759.400 ㎟ ∴ O.K

13. PILE 교축직각방향 검토

1) 설계조건

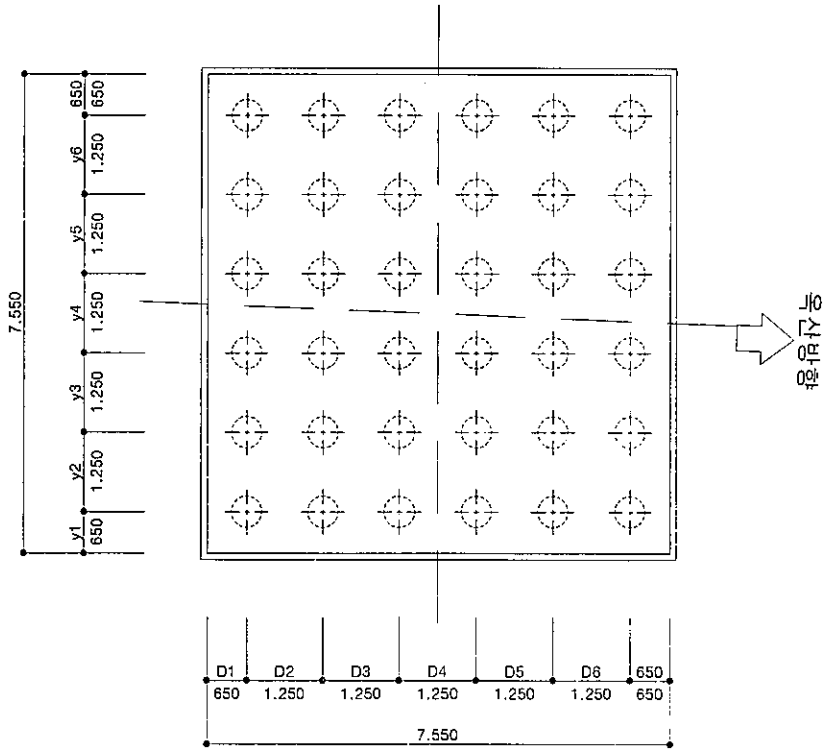
① 말뚝의 제원

말뚝 종류	직경(mm)	두께(mm)	종별	길이(m)
내부굴착PC.PHC말뚝	500	80	A	6.900

※ 말뚝길이는 기초평면에 묻힌 100mm는 제외한 길이로 계산한다.

콘크리트 설계기준강도 fck = 80.0 MPa
콘크리트 탄성계수 Ep = 40000.0 MPa
유효프리스트레스 fce = 4.1 MPa
콘크리트 환산단면적 Ae = 0.109 m^2
환산 단면2차모멘트 Ie = 0.0025 m^4
환산 단면계수 Ze = 0.0099 m^3
말뚝 머리의 평균 N치 N = 10
말뚝 선단의 평균 N치 N = 50
말뚝 선단의 근입깊이 Df = 1.0 m
원지반으로부터 돌출된 길이 h = 0.0 m

② 말뚝의 배치



2) 말뚝도심에서의 작용하중

구 분		Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	비 고
사용하중	COMBO 1	17999.076	312.559	4003.741	SV005
	COMBO 2	14653.350	515.556	9999.726	SV026
	COMBO 3	14653.350	515.556	9999.726	SV026
	COMBO 4	14653.350	1438.683	24399.354	SV022
계수하중	COMBO 1	26242.666	16.012	4143.108	UL001
	COMBO 2	19049.355	640.453	12796.208	UL004
	COMBO 3	13127.772	618.667	11542.762	UE026
	COMBO 4	14653.350	1438.683	24399.354	UL022

3) 말뚝의 특성치 계산

① 말뚝의 축방향 스프링정수

Ap = Ae = 0.1085 ㎡ ; 말뚝의 환산단면적

a = 0.010 x (L/D) + 0.36 = 0.498

Kv = a x Ap x Ep / L = 313234.783 kN/m ; 말뚝의 축방향 스프링정수

② 말뚝의 축직각방향 스프링정수

: 1/β 가정된 값이 계산된 값과 일치할 때까지 반복 계산

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

α = 1 (평상시), 2 (지진시)

Eo = 1200 x N = 1200 x 10 = 12000 kN/㎡

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

가) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 평상시

가정된 1/β (m)	계산치 1/β (m)	Kh(kN/㎥)
0.500	2.322	27269.26
2.322	2.681	15331.97
2.681	2.718	14526.25
2.718	2.721	14452.92
2.721	2.722	14446.06
2.722	2.722	14445.42
2.722	2.722	14445.36

Kh = 14445.35 kN/㎥

β = 0.367 m-1

βL = 0.367 x 6.9000 = 2.535 < 3 ∴ 유한장 말뚝으로 설계한다.

나) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 지진시

가정된 1/β (m)	계산치 1/β (m)	Kh(kN/㎥)
0.500	1.952	54538.53
1.952	2.218	32722.73
2.218	2.245	31192.54
2.245	2.248	31052.80
2.248	2.248	31039.74
2.248	2.248	31038.51
2.248	2.248	31038.40

Kh = 31038.39 kN/㎥

β = 0.445 m-1

βL = 0.445 x 6.9000 = 3.069 ≥ 3 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

4) 말뚝의 변위 및 부재력

① 말뚝머리 고정일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	19657.232	34885.956	$4EI\beta^3$	kN/m
K2	26749.559	39210.478	$2EI\beta^2$	kN/rad
K3	26749.559	39210.478	$2EI\beta^2$	kN/rad
K4	72801.594	88142.151	$2EI\beta$	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	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	707660.4	1255894.4
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{(K_v - K_1)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	-962984.1	-1411577.2
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	11276452.2	11276452.2
Aya,Aay	$\sum \left\{\left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)x_i + K_2 \sin\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum \left\{\left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2 + K_3\right)x_i \sin\theta_i + K_4\right\}$	54010938.9	54563198.9
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		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)		δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	0.0005560	0.0015962	0.0000840	COMBO 1	0.0001302	0.0023272	0.0000790
COMBO 2	0.0010049	0.0012995	0.0002031	COMBO 2	0.0012579	0.0016893	0.0002593
COMBO 3	0.0010049	0.0012995	0.0002031	COMBO 3	0.0011940	0.0011642	0.0002350
COMBO 4	0.0016975	0.0012995	0.0004911	COMBO 4	0.0016975	0.0012995	0.0004911

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 1.698 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ O.K

다) 말뚝의 작용력과 말뚝머리에서의 반력

▣ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

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

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

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0005560	0.0018588	0.0000840	582.240	8.682	-8.756
	2	0.0005560	0.0017537	0.0000840	549.334	8.682	-8.756
	3	0.0005560	0.0016487	0.0000840	516.427	8.682	-8.756
	4	0.0005560	0.0015436	0.0000840	483.521	8.682	-8.756
	5	0.0005560	0.0014386	0.0000840	450.615	8.682	-8.756
	6	0.0005560	0.0013335	0.0000840	417.709	8.682	-8.756
COMBO 2	1	0.0010049	0.0019340	0.0002031	605.803	14.321	-12.097
	2	0.0010049	0.0016802	0.0002031	526.297	14.321	-12.097
	3	0.0010049	0.0014264	0.0002031	446.791	14.321	-12.097
	4	0.0010049	0.0011726	0.0002031	367.284	14.321	-12.097
	5	0.0010049	0.0009187	0.0002031	287.778	14.321	-12.097
	6	0.0010049	0.0006649	0.0002031	208.272	14.321	-12.097
COMBO 3	1	0.0010049	0.0019340	0.0002031	605.803	14.321	-12.097
	2	0.0010049	0.0016802	0.0002031	526.297	14.321	-12.097
	3	0.0010049	0.0014264	0.0002031	446.791	14.321	-12.097
	4	0.0010049	0.0011726	0.0002031	367.284	14.321	-12.097
	5	0.0010049	0.0009187	0.0002031	287.778	14.321	-12.097
	6	0.0010049	0.0006649	0.0002031	208.272	14.321	-12.097
COMBO 4	1	0.0016975	0.0028341	0.0004911	887.747	39.963	-23.274
	2	0.0016975	0.0022203	0.0004911	695.463	39.963	-23.274
	3	0.0016975	0.0016064	0.0004911	503.179	39.963	-23.274
	4	0.0016975	0.0009925	0.0004911	310.896	39.963	-23.274
	5	0.0016975	0.0003787	0.0004911	118.612	39.963	-23.274
	6	0.0016975	-0.0002352	0.0004911	-73.672	39.963	-23.274

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0001302	0.0025742	0.0000790	806.322	0.445	2.271
	2	0.0001302	0.0024754	0.0000790	775.378	0.445	2.271
	3	0.0001302	0.0023766	0.0000790	744.435	0.445	2.271
	4	0.0001302	0.0022778	0.0000790	713.491	0.445	2.271
	5	0.0001302	0.0021790	0.0000790	682.548	0.445	2.271
	6	0.0001302	0.0020802	0.0000790	651.604	0.445	2.271
COMBO 2	1	0.0012579	0.0024998	0.0002593	783.013	17.790	-14.769
	2	0.0012579	0.0021756	0.0002593	681.467	17.790	-14.769
	3	0.0012579	0.0018514	0.0002593	579.922	17.790	-14.769
	4	0.0012579	0.0015272	0.0002593	478.376	17.790	-14.769
	5	0.0012579	0.0012030	0.0002593	376.830	17.790	-14.769
	6	0.0012579	0.0008788	0.0002593	275.284	17.790	-14.769
COMBO 3	1	0.0011940	0.0018986	0.0002350	594.693	17.185	-14.831
	2	0.0011940	0.0016048	0.0002350	502.680	17.185	-14.831
	3	0.0011940	0.0013111	0.0002350	410.667	17.185	-14.831
	4	0.0011940	0.0010173	0.0002350	318.654	17.185	-14.831
	5	0.0011940	0.0007235	0.0002350	226.641	17.185	-14.831
	6	0.0011940	0.0004298	0.0002350	134.628	17.185	-14.831
COMBO 4	1	0.0016975	0.0028341	0.0004911	887.747	39.963	-23.274
	2	0.0016975	0.0022203	0.0004911	695.463	39.963	-23.274
	3	0.0016975	0.0016064	0.0004911	503.179	39.963	-23.274
	4	0.0016975	0.0009925	0.0004911	310.896	39.963	-23.274
	5	0.0016975	0.0003787	0.0004911	118.612	39.963	-23.274
	6	0.0016975	-0.0002352	0.0004911	-73.672	39.963	-23.274

▣ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

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

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

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

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.125	0	582.240	8.682	-8.756	6
	2	1.875	0	549.334	8.682	-8.756	6
	3	0.625	0	516.427	8.682	-8.756	6
	4	-0.625	0	483.521	8.682	-8.756	6
	5	-1.875	0	450.615	8.682	-8.756	6
	6	-3.125	0	417.709	8.682	-8.756	6
	계			17999.076	312.559	4003.741	36
COMBO 2	1	3.125	0	605.803	14.321	-12.097	6
	2	1.875	0	526.297	14.321	-12.097	6
	3	0.625	0	446.791	14.321	-12.097	6
	4	-0.625	0	367.284	14.321	-12.097	6
	5	-1.875	0	287.778	14.321	-12.097	6
	6	-3.125	0	208.272	14.321	-12.097	6
	계			14653.350	515.556	9999.726	36
COMBO 3	1	3.125	0	605.803	14.321	-12.097	6
	2	1.875	0	526.297	14.321	-12.097	6
	3	0.625	0	446.791	14.321	-12.097	6
	4	-0.625	0	367.284	14.321	-12.097	6
	5	-1.875	0	287.778	14.321	-12.097	6
	6	-3.125	0	208.272	14.321	-12.097	6
	계			14653.350	515.556	9999.726	36
COMBO 4	1	3.125	0	887.747	39.963	-23.274	6
	2	1.875	0	695.463	39.963	-23.274	6
	3	0.625	0	503.179	39.963	-23.274	6
	4	-0.625	0	310.896	39.963	-23.274	6
	5	-1.875	0	118.612	39.963	-23.274	6
	6	-3.125	0	-73.672	39.963	-23.274	6
	계			14653.350	1438.683	24399.354	36

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.125	0	806.322	0.445	2.271	6
	2	1.875	0	775.378	0.445	2.271	6
	3	0.625	0	744.435	0.445	2.271	6
	4	-0.625	0	713.491	0.445	2.271	6
	5	-1.875	0	682.548	0.445	2.271	6
	6	-3.125	0	651.604	0.445	2.271	6
	계			26242.667	16.012	4143.108	36
COMBO 2	1	3.125	0	783.013	17.790	-14.769	6
	2	1.875	0	681.467	17.790	-14.769	6
	3	0.625	0	579.922	17.790	-14.769	6
	4	-0.625	0	478.376	17.790	-14.769	6
	5	-1.875	0	376.830	17.790	-14.769	6
	6	-3.125	0	275.284	17.790	-14.769	6
	계			19049.356	640.453	12796.208	36
COMBO 3	1	3.125	0	594.693	17.185	-14.831	6
	2	1.875	0	502.680	17.185	-14.831	6
	3	0.625	0	410.667	17.185	-14.831	6
	4	-0.625	0	318.654	17.185	-14.831	6
	5	-1.875	0	226.641	17.185	-14.831	6
	6	-3.125	0	134.628	17.185	-14.831	6
	계			13127.773	618.667	11542.762	36
COMBO 4	1	3.125	0	887.747	39.963	-23.274	6
	2	1.875	0	695.463	39.963	-23.274	6
	3	0.625	0	503.179	39.963	-23.274	6
	4	-0.625	0	310.896	39.963	-23.274	6
	5	-1.875	0	118.612	39.963	-23.274	6
	6	-3.125	0	-73.672	39.963	-23.274	6
	계			14653.350	1438.683	24399.354	36

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : SV005

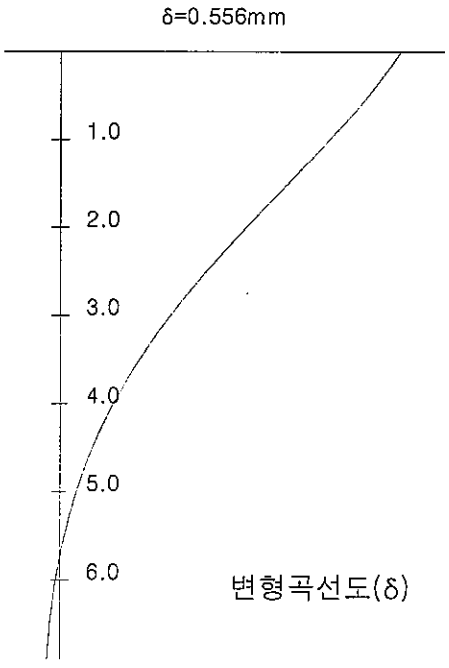
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

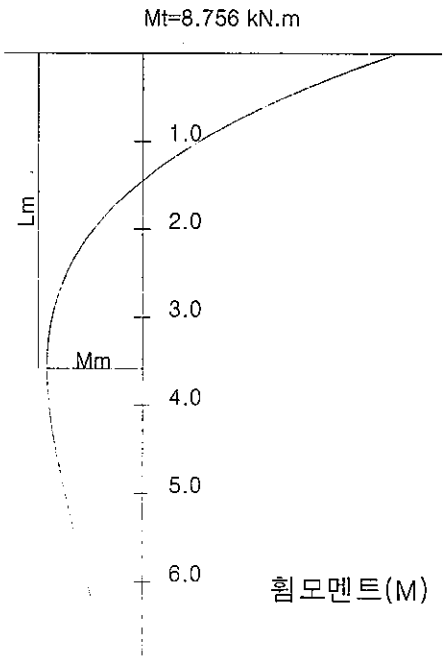
- 최대모멘트 및 깊이 : -3.269 kN.m, 3.586 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.556 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.556 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	8.756	-8.682	0.556	
0.460	5.176	-6.908	0.509	
0.920	2.373	-5.310	0.452	
1.380	0.260	-3.914	0.388	
1.840	-1.260	-2.729	0.325	
2.300	-2.283	-1.753	0.264	
2.760	-2.902	-0.972	0.207	
3.220	-3.204	-0.368	0.157	
3.680	-3.265	0.081	0.114	
4.140	-3.150	0.396	0.077	
4.600	-2.917	0.603	0.048	
5.060	-2.610	0.721	0.024	
5.520	-2.265	0.770	0.006	
5.980	-1.909	0.768	-0.007	
6.440	-1.564	0.729	-0.016	
6.900	-1.242	0.667	-0.021	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉡ COMBO 2 : SV026

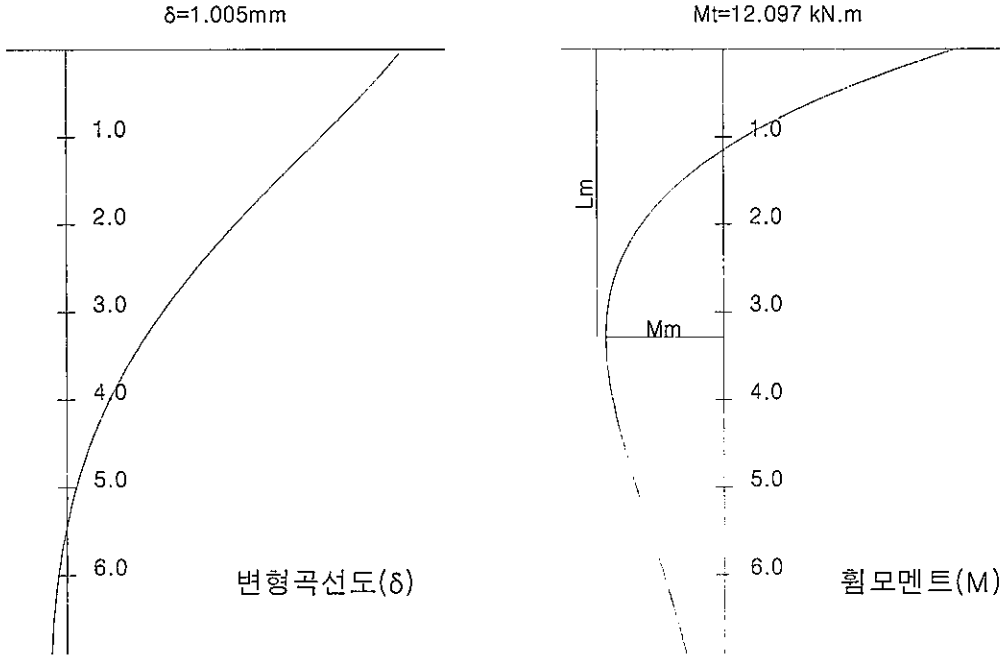
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -6.226 kN.m, 3.288 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.005 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.005 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	12.097	-14.321	1.005	
0.460	6.251	-11.150	0.901	
0.920	1.781	-8.351	0.783	
1.380	-1.493	-5.951	0.661	
1.840	-3.755	-3.953	0.543	
2.300	-5.188	-2.337	0.432	
2.760	-5.959	-1.072	0.332	
3.220	-6.222	-0.118	0.245	
3.680	-6.109	0.568	0.171	
4.140	-5.734	1.030	0.110	
4.600	-5.189	1.310	0.061	
5.060	-4.551	1.446	0.023	
5.520	-3.876	1.473	-0.005	
5.980	-3.207	1.422	-0.025	
6.440	-2.576	1.316	-0.038	
6.900	-2.001	1.178	-0.045	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 3 : SV026

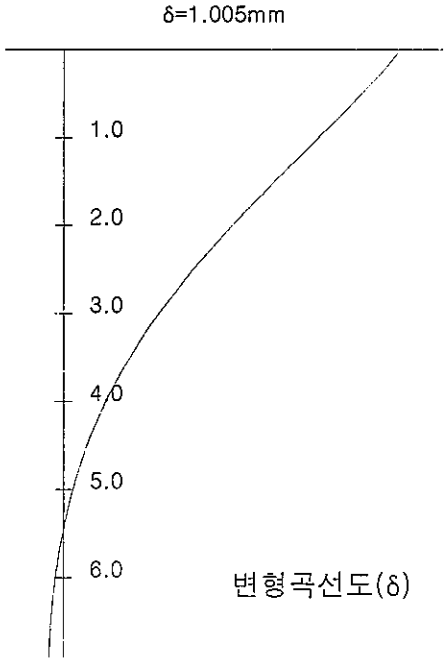
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

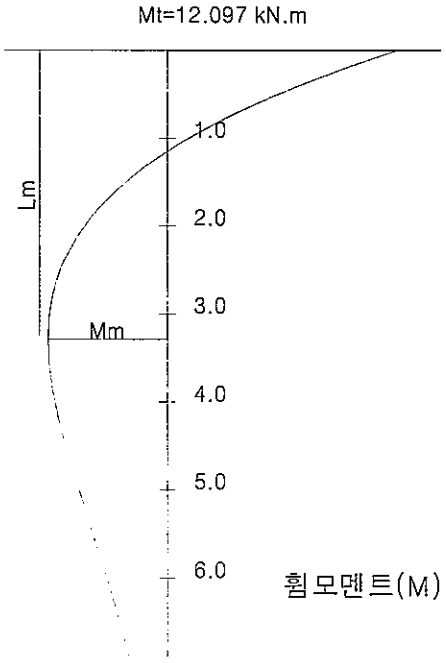
- 최대모멘트 및 깊이 : -6.226 kN.m, 3.288 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.005 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.005 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	12.097	-14.321	1.005	
0.460	6.251	-11.150	0.901	
0.920	1.781	-8.351	0.783	
1.380	-1.493	-5.951	0.661	
1.840	-3.755	-3.953	0.543	
2.300	-5.188	-2.337	0.432	
2.760	-5.959	-1.072	0.332	
3.220	-6.222	-0.118	0.245	
3.680	-6.109	0.568	0.171	
4.140	-5.734	1.030	0.110	
4.600	-5.189	1.310	0.061	
5.060	-4.551	1.446	0.023	
5.520	-3.876	1.473	-0.005	
5.980	-3.207	1.422	-0.025	
6.440	-2.576	1.316	-0.038	
6.900	-2.001	1.178	-0.045	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉲ COMBO 4 : SV022

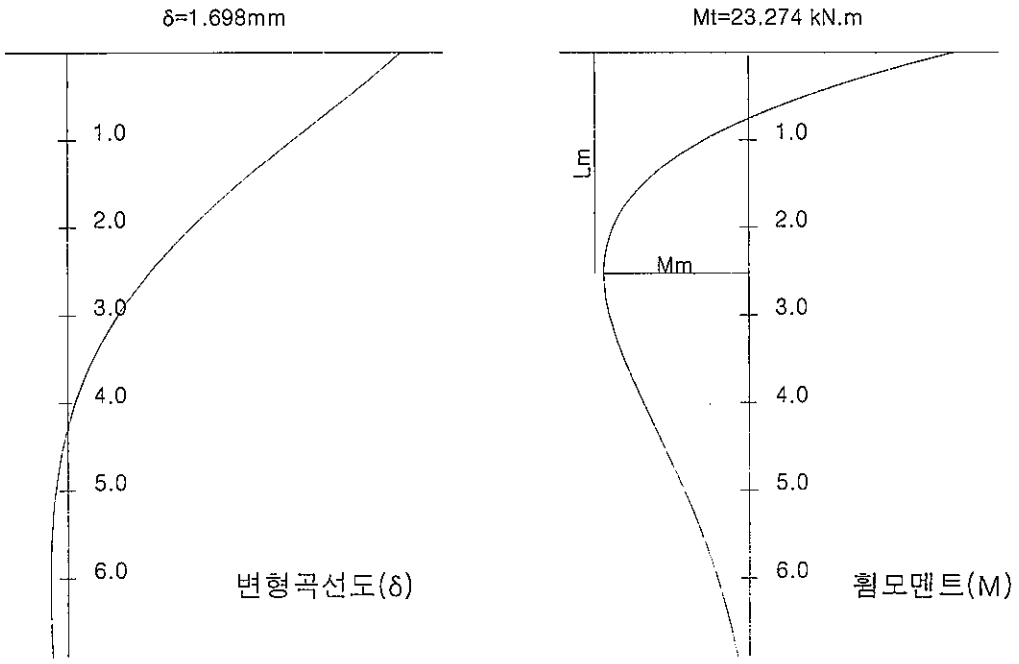
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -16.239 kN.m, 2.522 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.698 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.698 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	23.274	-39.963	1.698	
0.460	7.549	-28.700	1.453	
0.920	-3.410	-19.260	1.191	
1.380	-10.456	-11.677	0.936	
1.840	-14.421	-5.843	0.703	
2.300	-16.071	-1.570	0.500	
2.760	-16.069	1.375	0.331	
3.220	-14.972	3.237	0.196	
3.680	-13.221	4.253	0.093	
4.140	-11.156	4.637	0.019	
4.600	-9.023	4.576	-0.032	
5.060	-6.990	4.223	-0.064	
5.520	-5.163	3.700	-0.080	
5.980	-3.598	3.101	-0.086	
6.440	-2.312	2.491	-0.084	
6.900	-1.301	1.916	-0.077	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 1 : ULO01

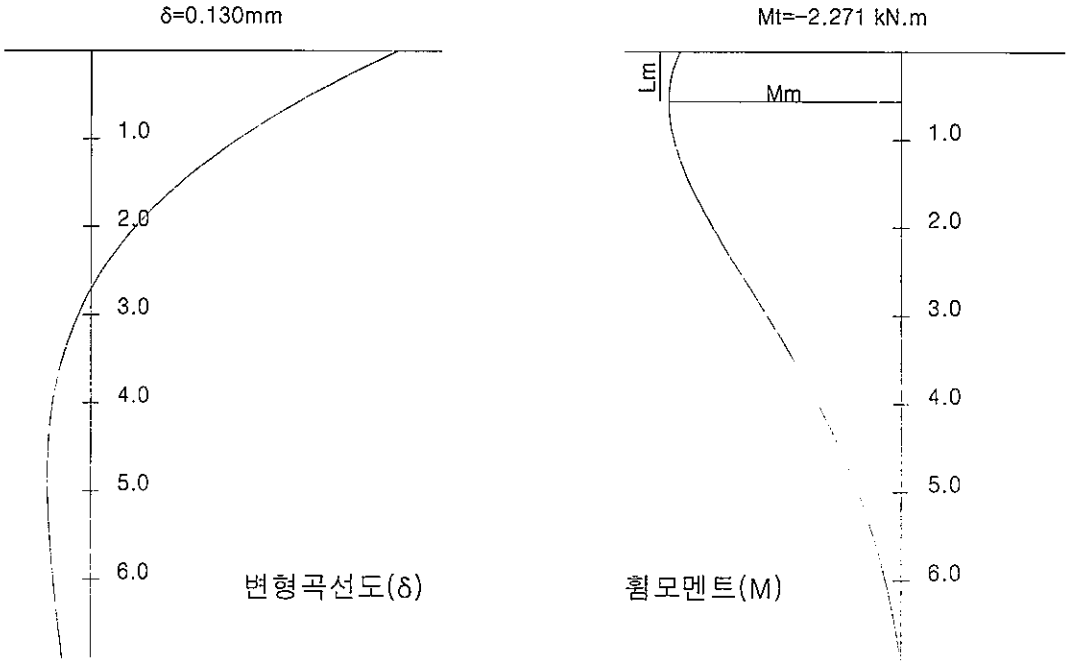
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -2.389 kN.m, 0.564 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.130 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.130 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	-2.271	-0.445	0.130	
0.460	-2.386	-0.070	0.096	
0.920	-2.352	0.201	0.067	
1.380	-2.214	0.384	0.044	
1.840	-2.009	0.496	0.025	
2.300	-1.766	0.552	0.010	
2.760	-1.508	0.566	-0.001	
3.220	-1.250	0.548	-0.009	
3.680	-1.007	0.509	-0.014	
4.140	-0.784	0.456	-0.017	
4.600	-0.588	0.397	-0.018	
5.060	-0.419	0.335	-0.018	
5.520	-0.279	0.275	-0.018	
5.980	-0.165	0.219	-0.016	
6.440	-0.076	0.169	-0.014	
6.900	-0.009	0.124	-0.012	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 2 : UL004

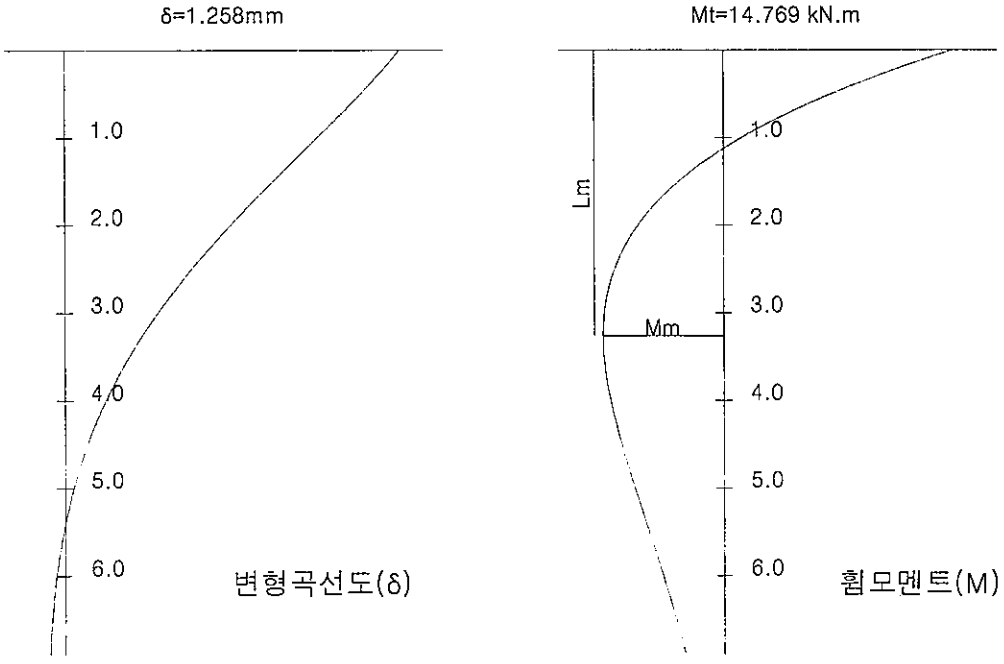
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -7.834 kN.m, 3.263 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.258 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.258 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	14.769	-17.790	1.258	
0.460	7.514	-13.824	1.126	
0.920	1.978	-10.329	0.977	
1.380	-2.066	-7.337	0.824	
1.840	-4.850	-4.850	0.675	
2.300	-6.601	-2.842	0.536	
2.760	-7.532	-1.273	0.411	
3.220	-7.832	-0.093	0.302	
3.680	-7.669	0.754	0.210	
4.140	-7.182	1.321	0.134	
4.600	-6.488	1.662	0.073	
5.060	-5.680	1.825	0.027	
5.520	-4.830	1.853	-0.008	
5.980	-3.991	1.783	-0.032	
6.440	-3.200	1.648	-0.048	
6.900	-2.481	1.472	-0.057	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉣ COMBO 3 : UE026

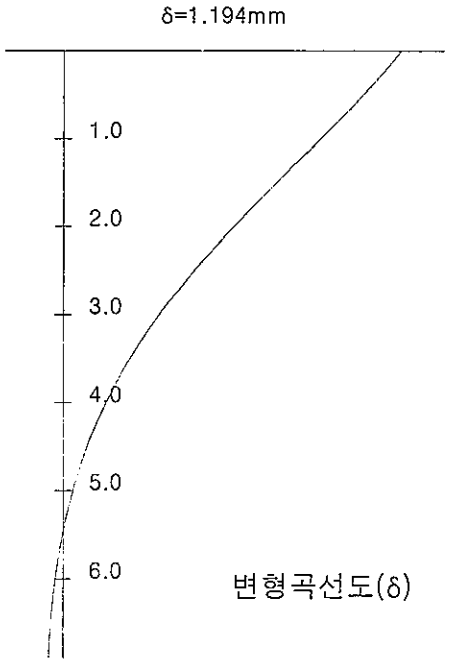
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

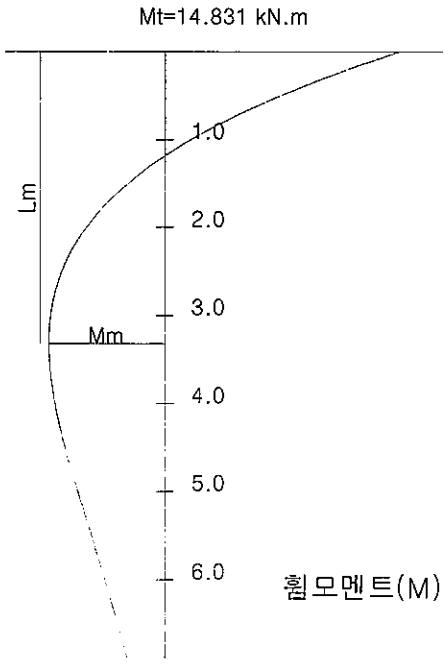
- 최대모멘트 및 깊이 : -7.351 kN.m, 3.321 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.194 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.194 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	14.831	-17.185	1.194	
0.460	7.809	-13.413	1.073	
0.920	2.425	-10.076	0.934	
1.380	-1.533	-7.209	0.791	
1.840	-4.281	-4.817	0.650	
2.300	-6.034	-2.879	0.519	
2.760	-6.994	-1.358	0.400	
3.220	-7.340	-0.207	0.296	
3.680	-7.233	0.623	0.207	
4.140	-6.808	1.185	0.134	
4.600	-6.176	1.529	0.075	
5.060	-5.428	1.700	0.030	
5.520	-4.632	1.741	-0.004	
5.980	-3.841	1.685	-0.028	
6.440	-3.092	1.564	-0.044	
6.900	-2.408	1.403	-0.053	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉮ COMBO 4 : UL022

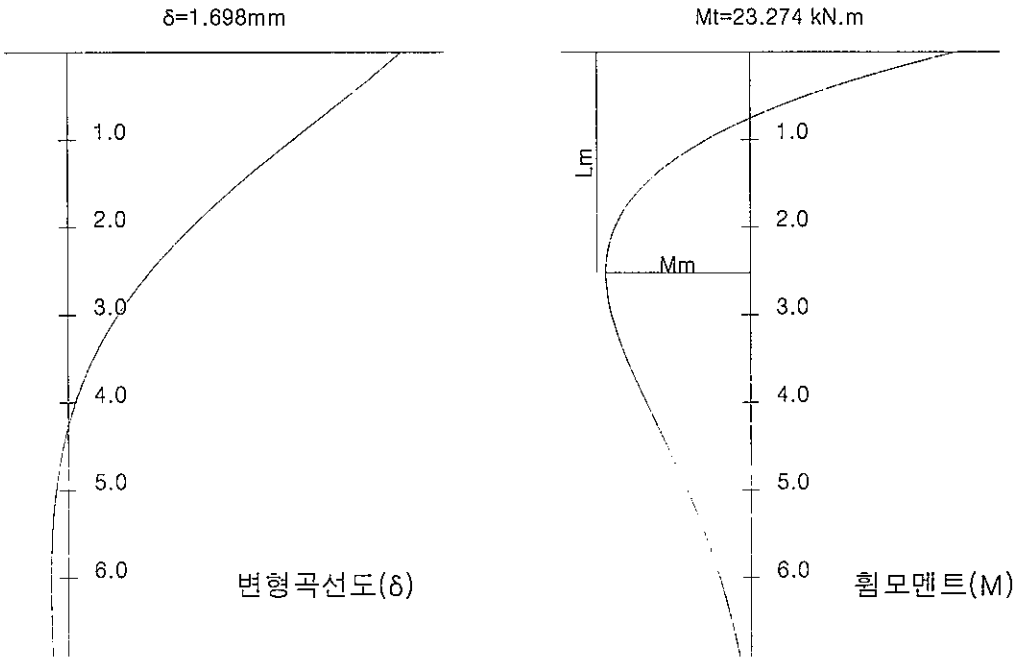
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -16.239 kN.m, 2.522 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.698 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.698 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	23.274	-39.963	1.698	
0.460	7.549	-28.700	1.453	
0.920	-3.410	-19.260	1.191	
1.380	-10.456	-11.677	0.936	
1.840	-14.421	-5.843	0.703	
2.300	-16.071	-1.570	0.500	
2.760	-16.069	1.375	0.331	
3.220	-14.972	3.237	0.196	
3.680	-13.221	4.253	0.093	
4.140	-11.156	4.637	0.019	
4.600	-9.023	4.576	-0.032	
5.060	-6.990	4.223	-0.064	
5.520	-5.163	3.700	-0.080	
5.980	-3.598	3.101	-0.086	
6.440	-2.312	2.491	-0.084	
6.900	-1.301	1.916	-0.077	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



② 말뚝머리 힌지일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	9828.616	17442.978	$2EI\beta^3$	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	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	353830.2	627947.2
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{(K_v - K_1)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	11276452.2	11276452.2
Aya,Aay	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i + K_2\sin\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	51390081.5	51390081.5
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		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)		δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	0.0008834	0.0015962	0.0000779	COMBO 1	0.0000453	0.0023272	0.0000806
COMBO 2	0.0014571	0.0012995	0.0001946	COMBO 2	0.0018101	0.0016893	0.0002490
COMBO 3	0.0014571	0.0012995	0.0001946	COMBO 3	0.0017485	0.0011642	0.0002246
COMBO 4	0.0022911	0.0012995	0.0004748	COMBO 4	0.0022911	0.0012995	0.0004748

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 2.291 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ O.K

다) 말뚝의 작용력과 말뚝머리에서의 반력

▣ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

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

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

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0008834	0.0018396	0.0000779	576.236	8.682	0.000
	2	0.0008834	0.0017422	0.0000779	545.731	8.682	0.000
	3	0.0008834	0.0016449	0.0000779	515.227	8.682	0.000
	4	0.0008834	0.0015475	0.0000779	484.722	8.682	0.000
	5	0.0008834	0.0014501	0.0000779	454.217	8.682	0.000
	6	0.0008834	0.0013527	0.0000779	423.713	8.682	0.000
COMBO 2	1	0.0014571	0.0019075	0.0001946	597.508	14.321	0.000
	2	0.0014571	0.0016643	0.0001946	521.320	14.321	0.000
	3	0.0014571	0.0014211	0.0001946	445.132	14.321	0.000
	4	0.0014571	0.0011778	0.0001946	368.943	14.321	0.000
	5	0.0014571	0.0009346	0.0001946	292.755	14.321	0.000
	6	0.0014571	0.0006914	0.0001946	216.567	14.321	0.000
COMBO 3	1	0.0014571	0.0019075	0.0001946	597.508	14.321	0.000
	2	0.0014571	0.0016643	0.0001946	521.320	14.321	0.000
	3	0.0014571	0.0014211	0.0001946	445.132	14.321	0.000
	4	0.0014571	0.0011778	0.0001946	368.943	14.321	0.000
	5	0.0014571	0.0009346	0.0001946	292.755	14.321	0.000
	6	0.0014571	0.0006914	0.0001946	216.567	14.321	0.000
COMBO 4	1	0.0022911	0.0027832	0.0004748	871.787	39.963	0.000
	2	0.0022911	0.0021897	0.0004748	685.887	39.963	0.000
	3	0.0022911	0.0015962	0.0004748	499.987	39.963	0.000
	4	0.0022911	0.0010027	0.0004748	314.088	39.963	0.000
	5	0.0022911	0.0004092	0.0004748	128.188	39.963	0.000
	6	0.0022911	-0.0001842	0.0004748	-57.712	39.963	0.000

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0000453	0.0025791	0.0000806	807.879	0.445	0.000
	2	0.0000453	0.0024784	0.0000806	776.313	0.445	0.000
	3	0.0000453	0.0023776	0.0000806	744.746	0.445	0.000
	4	0.0000453	0.0022768	0.0000806	713.180	0.445	0.000
	5	0.0000453	0.0021760	0.0000806	681.613	0.445	0.000
	6	0.0000453	0.0020753	0.0000806	650.047	0.445	0.000
COMBO 2	1	0.0018101	0.0024674	0.0002490	772.886	17.790	0.000
	2	0.0018101	0.0021562	0.0002490	675.391	17.790	0.000
	3	0.0018101	0.0018449	0.0002490	577.896	17.790	0.000
	4	0.0018101	0.0015337	0.0002490	480.401	17.790	0.000
	5	0.0018101	0.0012224	0.0002490	382.906	17.790	0.000
	6	0.0018101	0.0009112	0.0002490	285.411	17.790	0.000
COMBO 3	1	0.0017485	0.0018661	0.0002246	584.522	17.185	0.000
	2	0.0017485	0.0015853	0.0002246	496.578	17.185	0.000
	3	0.0017485	0.0013046	0.0002246	408.633	17.185	0.000
	4	0.0017485	0.0010238	0.0002246	320.688	17.185	0.000
	5	0.0017485	0.0007430	0.0002246	232.743	17.185	0.000
	6	0.0017485	0.0004623	0.0002246	144.798	17.185	0.000
COMBO 4	1	0.0022911	0.0027832	0.0004748	871.787	39.963	0.000
	2	0.0022911	0.0021897	0.0004748	685.887	39.963	0.000
	3	0.0022911	0.0015962	0.0004748	499.987	39.963	0.000
	4	0.0022911	0.0010027	0.0004748	314.088	39.963	0.000
	5	0.0022911	0.0004092	0.0004748	128.188	39.963	0.000
	6	0.0022911	-0.0001842	0.0004748	-57.712	39.963	0.000

▣ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

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

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

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

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.125	0	576.236	8.682	0.000	6
	2	1.875	0	545.731	8.682	0.000	6
	3	0.625	0	515.227	8.682	0.000	6
	4	-0.625	0	484.722	8.682	0.000	6
	5	-1.875	0	454.217	8.682	0.000	6
	6	-3.125	0	423.713	8.682	0.000	6
	계			17999.076	312.559	0.000	36
COMBO 2	1	3.125	0	597.508	14.321	0.000	6
	2	1.875	0	521.320	14.321	0.000	6
	3	0.625	0	445.132	14.321	0.000	6
	4	-0.625	0	368.943	14.321	0.000	6
	5	-1.875	0	292.755	14.321	0.000	6
	6	-3.125	0	216.567	14.321	0.000	6
	계			14653.350	515.556	0.000	36
COMBO 3	1	3.125	0	597.508	14.321	0.000	6
	2	1.875	0	521.320	14.321	0.000	6
	3	0.625	0	445.132	14.321	0.000	6
	4	-0.625	0	368.943	14.321	0.000	6
	5	-1.875	0	292.755	14.321	0.000	6
	6	-3.125	0	216.567	14.321	0.000	6
	계			14653.350	515.556	0.000	36
COMBO 4	1	3.125	0	871.787	39.963	0.000	6
	2	1.875	0	685.887	39.963	0.000	6
	3	0.625	0	499.987	39.963	0.000	6
	4	-0.625	0	314.088	39.963	0.000	6
	5	-1.875	0	128.188	39.963	0.000	6
	6	-3.125	0	-57.712	39.963	0.000	6
	계			14653.350	1438.683	0.000	36

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.125	0	807.879	0.445	0.000	6
	2	1.875	0	776.313	0.445	0.000	6
	3	0.625	0	744.746	0.445	0.000	6
	4	-0.625	0	713.180	0.445	0.000	6
	5	-1.875	0	681.613	0.445	0.000	6
	6	-3.125	0	650.047	0.445	0.000	6
	계			26242.667	16.012	0.000	36
COMBO 2	1	3.125	0	772.886	17.790	0.000	6
	2	1.875	0	675.391	17.790	0.000	6
	3	0.625	0	577.896	17.790	0.000	6
	4	-0.625	0	480.401	17.790	0.000	6
	5	-1.875	0	382.906	17.790	0.000	6
	6	-3.125	0	285.411	17.790	0.000	6
	계			19049.356	640.453	0.000	36
COMBO 3	1	3.125	0	584.522	17.185	0.000	6
	2	1.875	0	496.578	17.185	0.000	6
	3	0.625	0	408.633	17.185	0.000	6
	4	-0.625	0	320.688	17.185	0.000	6
	5	-1.875	0	232.743	17.185	0.000	6
	6	-3.125	0	144.798	17.185	0.000	6
	계			13127.773	618.667	0.000	36
COMBO 4	1	3.125	0	871.787	39.963	0.000	6
	2	1.875	0	685.887	39.963	0.000	6
	3	0.625	0	499.987	39.963	0.000	6
	4	-0.625	0	314.088	39.963	0.000	6
	5	-1.875	0	128.188	39.963	0.000	6
	6	-3.125	0	-57.712	39.963	0.000	6
	계			14653.350	1438.683	0.000	36

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : SV005

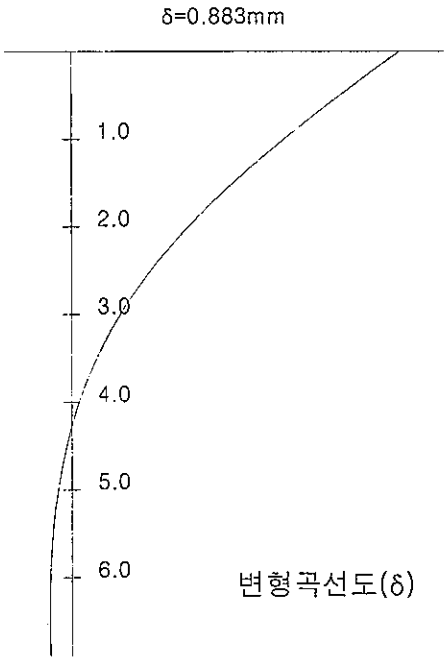
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

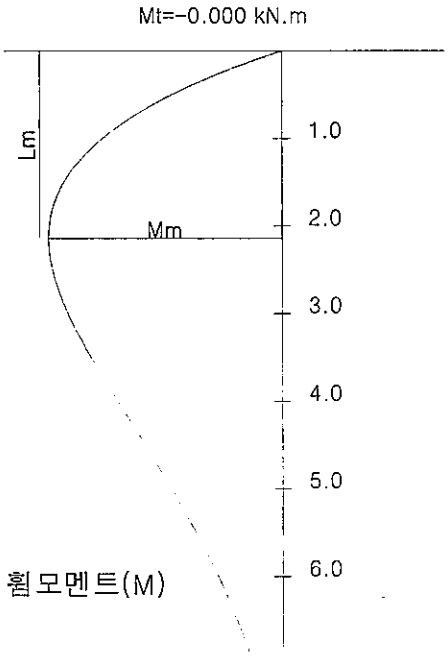
- 최대모멘트 및 깊이 : -7.618 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.883 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.883 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-8.682	0.883	
0.460	-3.357	-5.994	0.735	
0.920	-5.589	-3.788	0.594	
1.380	-6.911	-2.032	0.465	
1.840	-7.520	-0.681	0.350	
2.300	-7.592	0.315	0.252	
2.760	-7.277	1.010	0.169	
3.220	-6.701	1.457	0.102	
3.680	-5.967	1.705	0.050	
4.140	-5.156	1.800	0.010	
4.600	-4.328	1.781	-0.019	
5.060	-3.529	1.682	-0.039	
5.520	-2.789	1.529	-0.051	
5.980	-2.127	1.347	-0.058	
6.440	-1.552	1.152	-0.059	
6.900	-1.067	0.957	-0.058	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉯ COMBO 2 : SV026

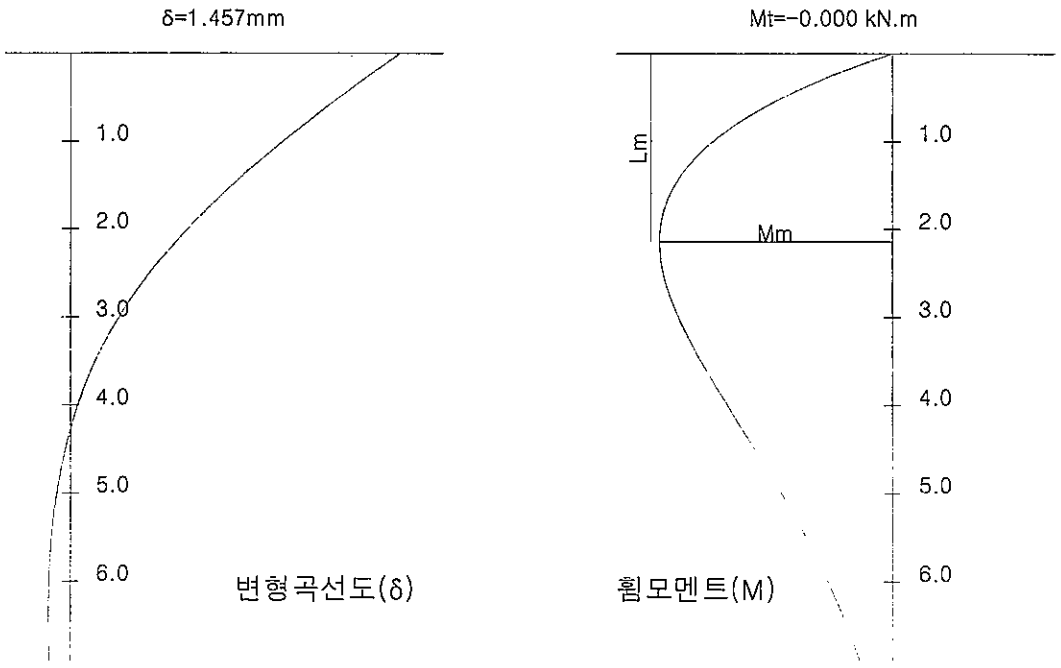
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -12.566 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.457 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.457 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-14.321	1.457	
0.460	-5.537	-9.887	1.213	
0.920	-9.218	-6.248	0.980	
1.380	-11.399	-3.351	0.767	
1.840	-12.404	-1.124	0.578	
2.300	-12.523	0.519	0.415	
2.760	-12.003	1.666	0.279	
3.220	-11.053	2.403	0.169	
3.680	-9.842	2.813	0.082	
4.140	-8.504	2.969	0.016	
4.600	-7.139	2.938	-0.032	
5.060	-5.822	2.774	-0.065	
5.520	-4.601	2.523	-0.085	
5.980	-3.508	2.222	-0.095	
6.440	-2.560	1.900	-0.098	
6.900	-1.760	1.579	-0.095	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉡ COMBO 3 : SV026

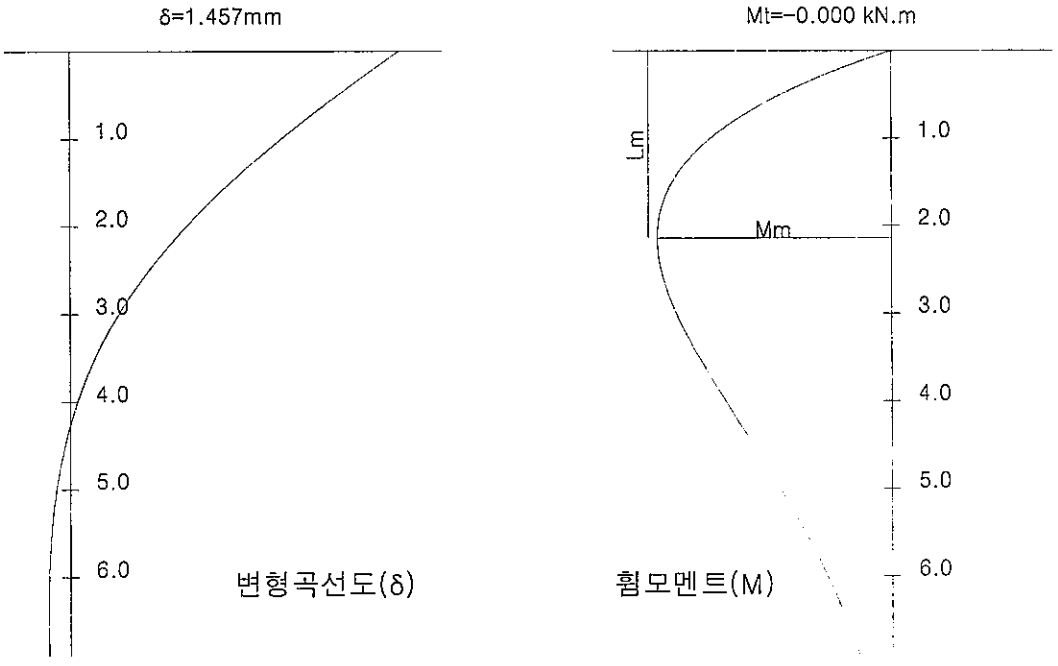
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -12.566 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.457 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.457 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-14.321	1.457	
0.460	-5.537	-9.887	1.213	
0.920	-9.218	-6.248	0.980	
1.380	-11.399	-3.351	0.767	
1.840	-12.404	-1.124	0.578	
2.300	-12.523	0.519	0.415	
2.760	-12.003	1.666	0.279	
3.220	-11.053	2.403	0.169	
3.680	-9.842	2.813	0.082	
4.140	-8.504	2.969	0.016	
4.600	-7.139	2.938	-0.032	
5.060	-5.822	2.774	-0.065	
5.520	-4.601	2.523	-0.085	
5.980	-3.508	2.222	-0.095	
6.440	-2.560	1.900	-0.098	
6.900	-1.760	1.579	-0.095	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 4 : SV022

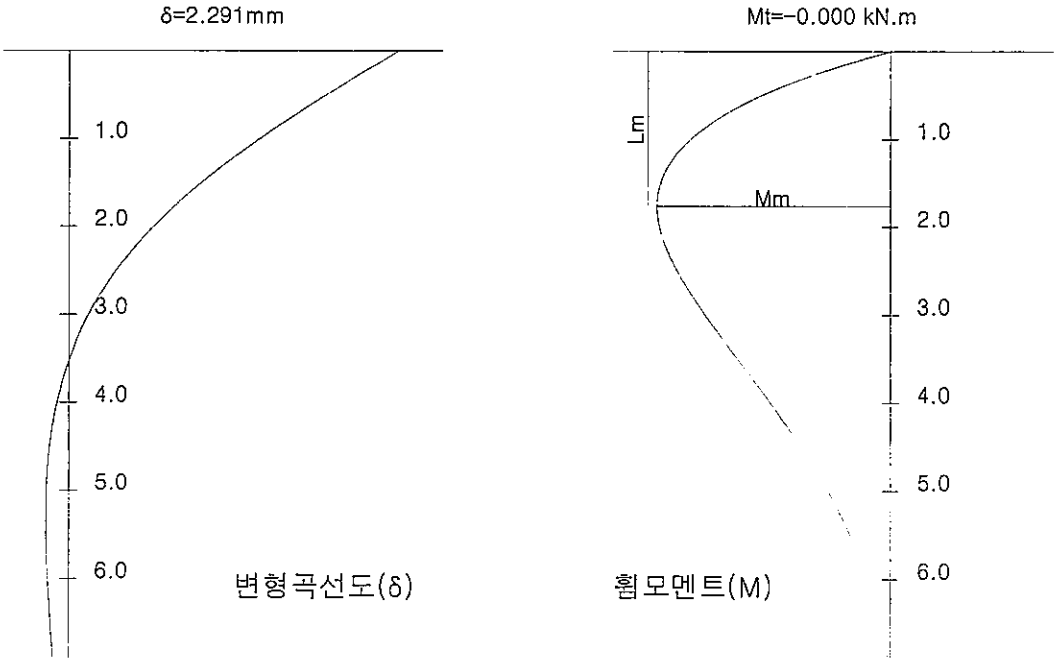
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -28.962 kN.m, 1.766 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.291 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.291 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-39.963	2.291	
0.460	-14.877	-25.270	1.828	
0.920	-23.742	-13.788	1.396	
1.380	-28.009	-5.220	1.014	
1.840	-28.931	0.826	0.691	
2.300	-27.569	4.785	0.429	
2.760	-24.783	7.088	0.226	
3.220	-21.241	8.133	0.075	
3.680	-17.439	8.273	-0.030	
4.140	-13.724	7.801	-0.097	
4.600	-10.319	6.955	-0.136	
5.060	-7.354	5.918	-0.152	
5.520	-4.883	4.826	-0.152	
5.980	-2.909	3.771	-0.142	
6.440	-1.399	2.813	-0.126	
6.900	-0.301	1.985	-0.106	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 1 : UL001

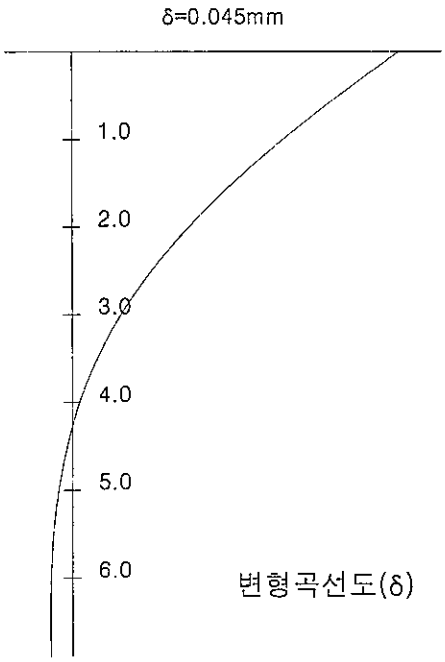
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

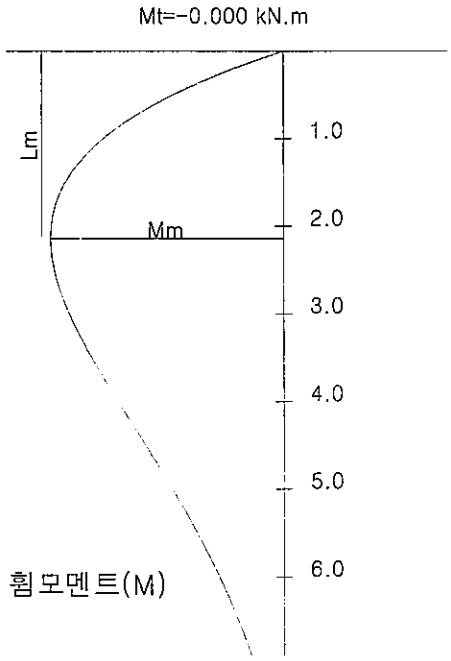
- 최대모멘트 및 깊이 : -0.390 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.045 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.045 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-0.445	0.045	
0.460	-0.172	-0.307	0.038	
0.920	-0.286	-0.194	0.030	
1.380	-0.354	-0.104	0.024	
1.840	-0.385	-0.035	0.018	
2.300	-0.389	0.016	0.013	
2.760	-0.373	0.052	0.009	
3.220	-0.343	0.075	0.005	
3.680	-0.306	0.087	0.003	
4.140	-0.264	0.092	0.000	
4.600	-0.222	0.091	-0.001	
5.060	-0.181	0.086	-0.002	
5.520	-0.143	0.078	-0.003	
5.980	-0.109	0.069	-0.003	
6.440	-0.080	0.059	-0.003	
6.900	-0.055	0.049	-0.003	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉯ COMBO 2 : ULO04

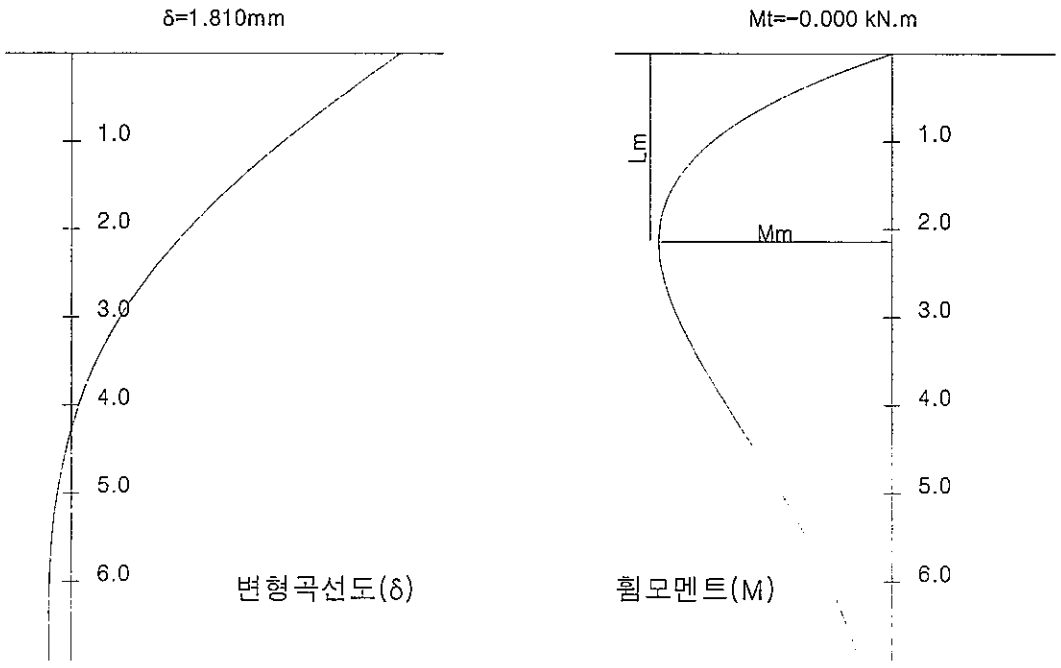
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -15.610 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.810 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.810 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-17.790	1.810	
0.460	-6.878	-12.283	1.507	
0.920	-11.452	-7.762	1.218	
1.380	-14.161	-4.163	0.953	
1.840	-15.409	-1.396	0.718	
2.300	-15.556	0.645	0.516	
2.760	-14.911	2.069	0.347	
3.220	-13.731	2.985	0.210	
3.680	-12.227	3.494	0.102	
4.140	-10.564	3.689	0.020	
4.600	-8.869	3.650	-0.040	
5.060	-7.232	3.446	-0.080	
5.520	-5.715	3.134	-0.105	
5.980	-4.358	2.760	-0.118	
6.440	-3.180	2.361	-0.121	
6.900	-2.186	1.962	-0.118	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉡ COMBO 3 : UE026

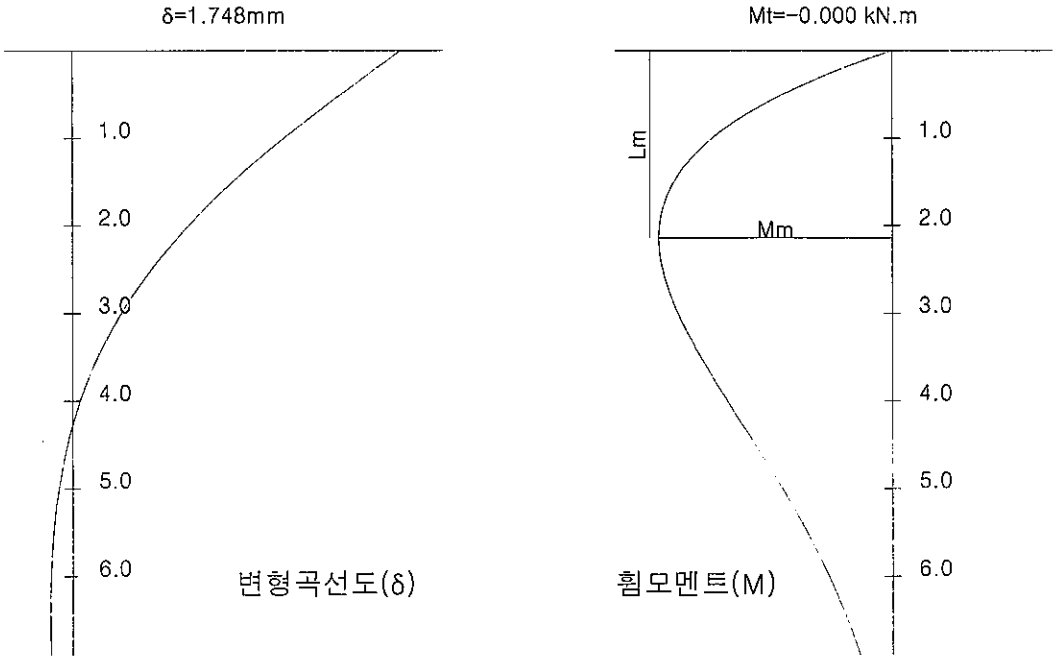
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -15.079 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.748 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.748 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-17.185	1.748	
0.460	-6.644	-11.865	1.456	
0.920	-11.062	-7.498	1.176	
1.380	-13.679	-4.022	0.921	
1.840	-14.885	-1.349	0.694	
2.300	-15.027	0.623	0.498	
2.760	-14.404	1.999	0.335	
3.220	-13.264	2.884	0.202	
3.680	-11.811	3.375	0.098	
4.140	-10.205	3.563	0.019	
4.600	-8.567	3.525	-0.038	
5.060	-6.986	3.328	-0.077	
5.520	-5.521	3.027	-0.102	
5.980	-4.210	2.666	-0.114	
6.440	-3.072	2.280	-0.117	
6.900	-2.112	1.895	-0.114	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 4 : ULO22

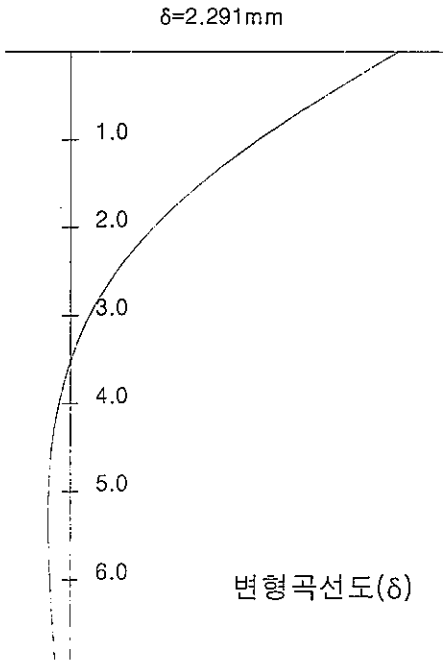
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -28.962 kN.m, 1.766 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.291 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.291 mm

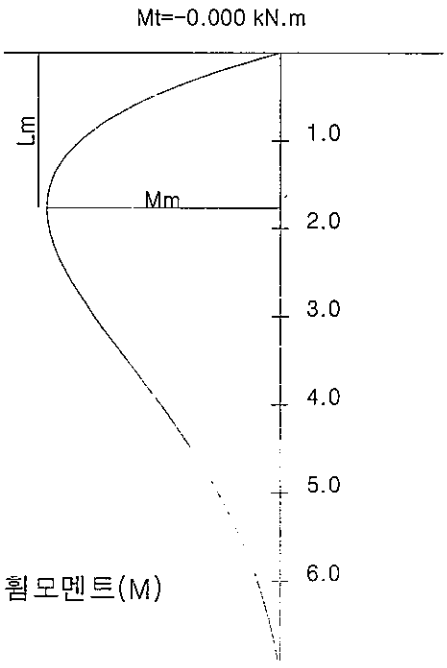
㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-39.963	2.291	
0.460	-14.877	-25.270	1.828	
0.920	-23.742	-13.788	1.396	
1.380	-28.009	-5.220	1.014	
1.840	-28.931	0.826	0.691	
2.300	-27.569	4.785	0.429	
2.760	-24.783	7.088	0.226	
3.220	-21.241	8.133	0.075	
3.680	-17.439	8.273	-0.030	
4.140	-13.724	7.801	-0.097	
4.600	-10.319	6.955	-0.136	
5.060	-7.354	5.918	-0.152	
5.520	-4.883	4.826	-0.152	
5.980	-2.909	3.771	-0.142	
6.440	-1.399	2.813	-0.126	
6.900	-0.301	1.985	-0.106	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



변형곡선도(δ)



휨모멘트(M)

5) 말뚝의 안정성 검토

① 말뚝의 허용지지력 검토

가) 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 마찰지지 말뚝

Ra = r/n x (Ru - Ws) + Ws - W

Ra1 = 1042.000 kN (평상시) : 『별첨자료』 참조

Ra2 = 1563.000 kN (지진시) : 『별첨자료』 참조

말뚝의 주면장 U = π x 0.500 = 1.571 ㎡

U	N-치	토질분류	토층심도	f(kN/m²)	주면마찰력(U*f*L)
1.571	10.000	사질토	5.687	20.000	178.655
1.571	50.000	사질토	0.700	100.000	109.956
1.571	50.000	사질토	0.513	100.000	80.621
계	-	-	-	-	369.232

N≤2 의 지반에는 주면 마찰력을 고려하지 않는다.

나) 말뚝의 허용 수평변위 검토

평상시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 1.4571 mm O.K

지진시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 2.2911 mm O.K

다) 말뚝의 허용인발력

Pa = 1/n x Pu + W ; Pu : 주면마찰력(kN), W : 수중말뚝의 중량

W = π x (0.500² - 0.340²)/ 4 x (25.00-10.00) x 6.900

= 10.925 kN

Pa1 = 1/3.0 x 369.232 + 10.92 = 134.002 kN (평상시)

Pa2 = 1/2.0 x 369.232 + 10.92 = 195.541 kN (지진시)

라) 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	582.240	417.709	1042.000	134.002	O.K
	HINGE	576.236	423.713	1042.000	134.002	O.K
COMBO 2	FIX	605.803	208.272	1042.000	134.002	O.K
	HINGE	597.508	216.567	1042.000	134.002	O.K
COMBO 3	FIX	605.803	208.272	1042.000	134.002	O.K
	HINGE	597.508	216.567	1042.000	134.002	O.K
COMBO 4	FIX	887.747	-73.672	1563.000	195.541	O.K
	HINGE	871.787	-57.712	1563.000	195.541	O.K

② 말뚝의 응력 검토

가) 말뚝의 이음과 장경비에 따른 허용응력의 감소율 검토

: 『도로교설계기준 해설(하부구조편)』 P223 참조

사용 PILE 본당 길이 : 15.00 m / 본

PILE 길이 : 7.00 m

이음개소수 : 0 개소

말뚝이음에 의한 허용응력 감소율 : 0.00%

장경비 (L/D) = 6.90/0.500 = 13.800 < 85 이므로 장경비에 따른 감소 없음.

따라서 허용응력의 총 감소율은 0.00% 적용

나) 말뚝의 휨응력 검토

허용 휨압축응력 fca = 28.000 MPa (평상시)

= 42.000 MPa (지진시)

허용 휨인장응력 fta = 0.000 MPa (평상시)

= -5.000 MPa (지진시)

f = fce ± M/Ze + V/Ae

= 4.104 ± M / 9906000.0 + V / 108500.0

구 분		V(kN)	M(kN.m)	fc	fca	ft	fta	비 고
COMBO 1	FIX	582.240	8.756	10.354	28.00	8.586	0.00	O.K
	HINGE	576.236	7.618	10.184	28.00	8.646	0.00	O.K
COMBO 2	FIX	605.803	12.097	10.909	28.00	8.466	0.00	O.K
	HINGE	597.508	12.566	10.879	28.00	8.342	0.00	O.K
COMBO 3	FIX	605.803	12.097	10.909	28.00	8.466	0.00	O.K
	HINGE	597.508	12.566	10.879	28.00	8.342	0.00	O.K
COMBO 4	FIX	887.747	23.274	14.636	42.00	9.936	-5.00	O.K
	HINGE	871.787	28.962	15.063	42.00	9.215	-5.00	O.K

다) 말뚝의 전단응력 검토

τsa = 0.850 MPa (평상시)

= 1.250 MPa (지진시)

τ = α x Ho / Ap

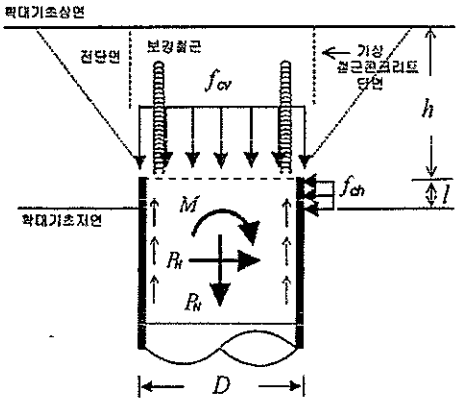
α = $4 \times (D^2 + D \times d + d^2) / (3 \times (D^2 + d^2))$

= $4 \times (500.0^2 + 500.0 \times 340.0 + 340.0^2) / (3 \times (500.0^2 + 340.0^2))$

= 1.953 : 전단형상계수

구 분		H(kN)	τ	τsa	비 고
COMBO 1	FIX	8.682	0.156	0.850	O.K
	HINGE	8.682	0.156	0.850	O.K
COMBO 2	FIX	14.321	0.258	0.850	O.K
	HINGE	14.321	0.258	0.850	O.K
COMBO 3	FIX	14.321	0.258	0.850	O.K
	HINGE	14.321	0.258	0.850	O.K
COMBO 4	FIX	39.963	0.719	1.250	O.K
	HINGE	39.963	0.719	1.250	O.K

6) 말뚝과 확대기초의 결합부 검토



① 압입력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수직지압응력

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

fck : 콘크리트의 설계기준강도(MPa)
PNmax : 상시와 지진시, 말뚝 머리에 작용하는 가장 큰 수직력(N)
D : 말뚝의 외경(mm)
fca : 상시,콘크리트의 허용지압응력 = 0.25fck (MPa), (해설표 참고)
fca' : 지진시, 콘크리트의 허용지압응력 = 1.33 × (0.25fck) (MPa)

-해설 표. 확대기초의 허용지압응력, fca(MPa)

설계기준강도 (fck,MPa)		21	24	27	30
허용지압응력 (fca,MPa)	상시 (fca)	5.25	6.00	6.75	7.50
	지진시 (fca')	6.98	7.98	8.98	9.98

* 수직지압응력(fcv) 검토 (상시)
fcv = 605803.2 / (π/4 x 500 ²)
= 3.085 MPa ≤ fca = 6.750 MPa ∴ O.K
* 수직지압응력(fcv) 검토 (지진시)
fcv = 887746.7 / (π/4 x 500 ²)
= 4.521 MPa ≤ fca' = 8.978 MPa ∴ O.K

b. 확대기초 콘크리트의 압발전단응력

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

τa3 : 상시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) ,(해설표 참조)
τa3' : 지진시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) ,(해설표 참조)
h : 확대기초의 유효두께 (mm)

-해설 표. 확대기초의 허용수직압발전단응력, τa3(MPa)

콘크리트의 설계기준강도 fck		21	24	27	30
허용압발 전단응력	상시 (τa3)	0.85	0.90	0.95	1.00
	지진시 (τa3')	1.131	1.197	1.264	1.330

* 압발전단응력(τv) 검토 (상시)
τv = 605803.2 / {π x (500 + 1900) x 1900 }
= 0.042 MPa ≤ τa3 = 0.950 MPa ∴ O.K
* 압발전단응력(τv) 검토 (지진시)
τv = 887746.7 / {π x (500 + 1900) x 1900 }
= 0.062 MPa ≤ τa3' = 1.264 MPa ∴ O.K

② 인발력에 대한 검토
원칙적으로 인발력에 대한 검토는 하지 않아도 된다. [도로교 설계기준 해설(하부구조편) P292]

③ 수평력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수평지압응력

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

PHmax : 상시와 지진시, 말뚝머리에 작용하는 최대 말뚝축직각방향력 (N)
l : 말뚝의 매입길이 = 100 mm

* 수평지압응력(fch) 검토 (상시)
fch = 14321.006 / (500 x 100)
= 0.286 MPa ≤ fca = 6.750 MPa ∴ O.K
* 수평지압응력(fch) 검토 (지진시)
fch = 39963.417 / (500 x 100)
= 0.799 MPa ≤ fca' = 8.978 MPa ∴ O.K

b. 확대기초 단부 말뚝에 대한 수평압발전단응력

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

h' : 수평방향의 압발전단에 저항하는 확대기초의 유효두께 (m)

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (상시)

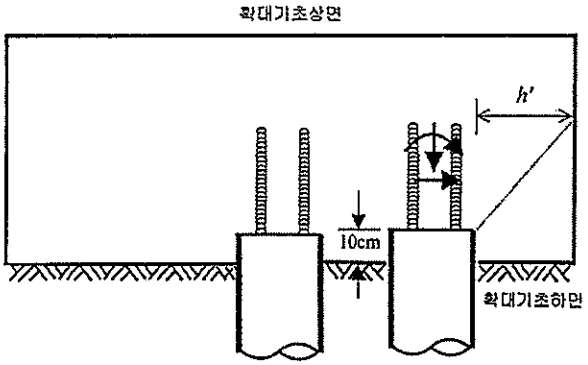
τh = 14321.006 / {400 x (200 + 500 + 800)}

= 0.024 MPa ≤ τa3 = 0.950 MPa ∴ O.K

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (지진시)

τh = 39963.417 / {400 x (200 + 500 + 800)}

= 0.067 MPa ≤ τa3' = 1.264 MPa ∴ O.K



④ 철근정착

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

fsa1 : 이형철근의 허용인장응력 (MPa) ,(해설표 참조)
Ast : 이형철근의 공칭단면적 (㎟) ,(해설표 참조)
U : 이형철근의 공칭둘레길이 (㎜)
τoa : 콘크리트의 허용부착응력 (MPa) ,(해설표 참조)
d1 : 이형철근의 공칭지름 (㎜)

- 해설 표. 이형철근의 허용응력, fsai (MPa)

철근의 종류	SD30	SD35	SD40
인장 및 압축응력	150	175	180

- 해설 표. 이형철근의 표준치수

철근의 종류, D(㎜)	D19	D22	D25	D29	D32
공칭지름, d1(㎜)	19.1	22.2	25.4	28.6	31.8
공칭단면적, Ast(㎟)	286.5	387.1	506.7	642.4	794.2
공칭둘레, U(㎜)	60.0	70.0	80.0	90.0	100.0

- 해설 표. 콘크리트의 허용부착응력, τoa (MPa)

콘크리트의 설계기준강도 (fck)	21.0	24.0	27.0	30.0
이형철근과 콘크리트의 허용부착응력 (τoa)	1.4	1.6	1.7	1.8

* 철근의 정착길이
일반적으로, Lo ≥ Lomin = 35d1 로 하는 것이 좋다. Lomin = 35 x 19.1 = 668.5 mm
Lo = 150.000 x 286.500 / (1.700 x 60.000) = 421.324 (≤ 668.500)
= 668.5 (㎜)
이때, 정착길이는 다음을 만족하여야 한다.
L ≥ Lo + D/2 = 668.5 + 500/2 = 918.5 mm

⑤ 확대기초 속에 말뚝머리부분의 매입길이는 최소한 100 ㎜로 한다.

⑥ 연직 지압강도에 대한 검토 (콘·설·해 6.8 지압강도)

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

A1 : 재하면적 (㎟)
A2 : 지지면적 (㎟)

* 연직지압강도
ϕVn = 0.700 x (0.85 x 27.0 x 196349.5)
= 3154355.374 N ≥ PNmax = 807879.297 N ∴ O.K

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)
bp : π × (말뚝직경 + d)

* PUNCHING 전단강도
ϕVn = 0.800 x (⅓ x √27.0 x 7382.7 x 1850)
= 18925182.566 N ≥ PNmax = 807879.297 N ∴ O.K

14. PILE 교축방향 검토

1) 설계조건

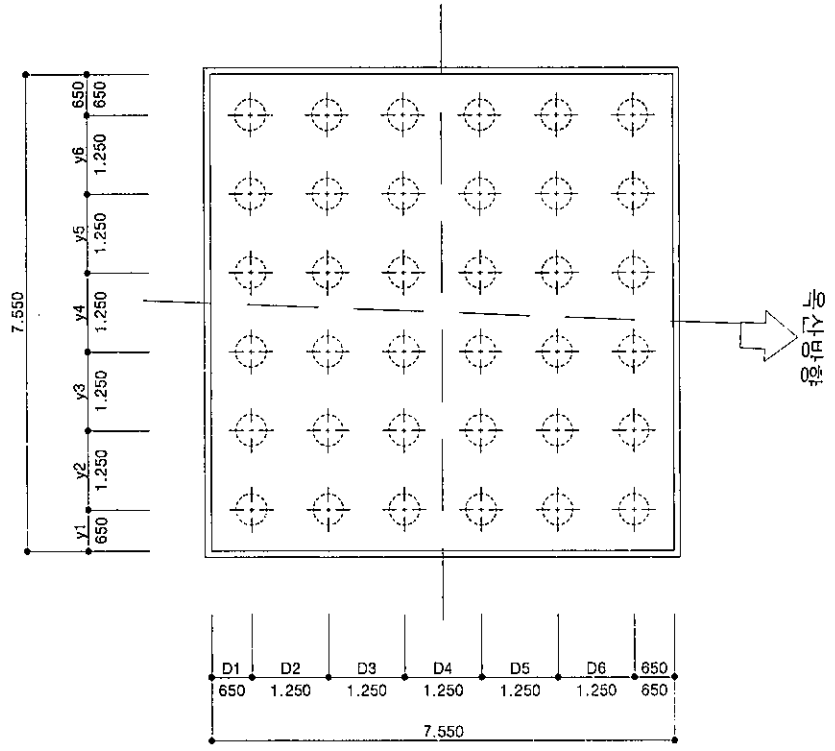
① 말뚝의 제원

말뚝 종류	직경(mm)	두께(mm)	종별	길이(m)
내부굴착PC.PHC말뚝	500	80	A	6.900

※ 말뚝길이는 기초평면에 묻힌 100mm는 제외한 길이로 계산한다.

콘크리트 설계기준강도 fck = 80.0 MPa
콘크리트 탄성계수 Ep = 40000.0 MPa
유효프리스트레스 fce = 4.1 MPa
콘크리트 환산단면적 Ae = 0.109 m^2
환산 단면2차모멘트 Ie = 0.0025 m^4
환산 단면계수 Ze = 0.0099 m^3
말뚝 머리의 평균 N치 N = 10
말뚝 선단의 평균 N치 N = 50
말뚝 선단의 근입깊이 Df = 1.0 m
원지반으로부터 돌출된 길이 h = 0.0 m

② 말뚝의 배치



2) 말뚝도심에서의 작용하중

구 분		Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	비 고
사용하중	COMBO 1	17999.076	50.132	494.066	SVB05
	COMBO 2	14653.350	100.264	993.794	SVB04
	COMBO 3	14653.350	100.264	993.794	SVB26
	COMBO 4	14653.350	1591.000	20632.654	SVB22
계수하중	COMBO 1	26242.666	0.000	6.909	ULB01
	COMBO 2	14593.107	130.343	1293.028	UEB04
	COMBO 3	13127.772	120.317	1193.649	UEB26
	COMBO 4	14653.350	1591.000	20632.654	ULB22

3) 말뚝의 특성치 계산

① 말뚝의 축방향 스프링정수

Ap = Ae = 0.1085 ㎡ ; 말뚝의 환산단면적

a = 0.010 x (L/D) + 0.36 = 0.498

Kv = a x Ap x Ep / L = 313234.783 kN/m ; 말뚝의 축방향 스프링정수

② 말뚝의 축직각방향 스프링정수

: 1/β 가정된 값이 계산된 값과 일치할 때까지 반복 계산

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

α = 1 (평상시), 2 (지진시)

Eo = 1200 x N = 1200 x 10 = 12000 kN/㎡

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

가) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 평상시

가정된 1/β (m)	계산치 1/β (m)	Kh(kN/㎥)
0.500	2.322	27269.26
2.322	2.681	15331.97
2.681	2.718	14526.25
2.718	2.721	14452.92
2.721	2.722	14446.06
2.722	2.722	14445.42
2.722	2.722	14445.36

Kh = 14445.35 kN/㎥

β = 0.367 m-1

βL = 0.367 x 6.9000 = 2.535 < 3 ∴ 유한장 말뚝으로 설계한다.

나) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 지진시

가정된 1/β (m)	계산치 1/β (m)	Kh(kN/㎥)
0.500	1.952	54538.53
1.952	2.218	32722.73
2.218	2.245	31192.54
2.245	2.248	31052.80
2.248	2.248	31039.74
2.248	2.248	31038.51
2.248	2.248	31038.40

Kh = 31038.39 kN/㎥

β = 0.445 m-1

βL = 0.445 x 6.9000 = 3.069 ≥ 3 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

4) 말뚝의 변위 및 부재력

① 말뚝머리 고정일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	19657.232	34885.956	$4EI\beta^3$	kN/m
K2	26749.559	39210.478	$2EI\beta^2$	kN/rad
K3	26749.559	39210.478	$2EI\beta^2$	kN/rad
K4	72801.594	88142.151	$2EI\beta$	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	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	707660.4	1255894.4
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{\left(K_v - K_1\right)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	-962984.1	-1411577.2
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	11276452.2	11276452.2
Aya,Aay	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i + K_2\sin\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	54010938.9	54563198.9
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		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)		δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	0.0000854	0.0015962	0.0000107	COMBO 1	0.0000002	0.0023272	0.0000001
COMBO 2	0.0001709	0.0012995	0.0000214	COMBO 2	0.0002222	0.0012941	0.0000279
COMBO 3	0.0001709	0.0012995	0.0000214	COMBO 3	0.0002051	0.0011642	0.0000258
COMBO 4	0.0017425	0.0012995	0.0004232	COMBO 4	0.0017425	0.0012995	0.0004232

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 1.743 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ O.K

다) 말뚝의 작용력과 말뚝머리에서의 반력

▣ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

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

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

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0000854	0.0016295	0.0000107	510.418	1.393	-1.507
	2	0.0000854	0.0016162	0.0000107	506.241	1.393	-1.507
	3	0.0000854	0.0016028	0.0000107	502.063	1.393	-1.507
	4	0.0000854	0.0015895	0.0000107	497.886	1.393	-1.507
	5	0.0000854	0.0015762	0.0000107	493.708	1.393	-1.507
	6	0.0000854	0.0015628	0.0000107	489.530	1.393	-1.507
COMBO 2	1	0.0001709	0.0013665	0.0000214	428.030	2.785	-3.009
	2	0.0001709	0.0013397	0.0000214	419.633	2.785	-3.009
	3	0.0001709	0.0013129	0.0000214	411.236	2.785	-3.009
	4	0.0001709	0.0012861	0.0000214	402.839	2.785	-3.009
	5	0.0001709	0.0012593	0.0000214	394.442	2.785	-3.009
	6	0.0001709	0.0012324	0.0000214	386.045	2.785	-3.009
COMBO 3	1	0.0001709	0.0013665	0.0000214	428.030	2.785	-3.009
	2	0.0001709	0.0013397	0.0000214	419.633	2.785	-3.009
	3	0.0001709	0.0013129	0.0000214	411.236	2.785	-3.009
	4	0.0001709	0.0012861	0.0000214	402.839	2.785	-3.009
	5	0.0001709	0.0012593	0.0000214	394.442	2.785	-3.009
	6	0.0001709	0.0012324	0.0000214	386.045	2.785	-3.009
COMBO 4	1	0.0017425	0.0026220	0.0004232	821.312	44.194	-31.021
	2	0.0017425	0.0020930	0.0004232	655.602	44.194	-31.021
	3	0.0017425	0.0015640	0.0004232	489.892	44.194	-31.021
	4	0.0017425	0.0010350	0.0004232	324.183	44.194	-31.021
	5	0.0017425	0.0005059	0.0004232	158.473	44.194	-31.021
	6	0.0017425	-0.0000231	0.0004232	-7.237	44.194	-31.021

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0000002	0.0023276	0.0000001	729.091	0.000	0.005
	2	0.0000002	0.0023275	0.0000001	729.040	0.000	0.005
	3	0.0000002	0.0023273	0.0000001	728.989	0.000	0.005
	4	0.0000002	0.0023271	0.0000001	728.937	0.000	0.005
	5	0.0000002	0.0023270	0.0000001	728.886	0.000	0.005
	6	0.0000002	0.0023268	0.0000001	728.835	0.000	0.005
COMBO 2	1	0.0002222	0.0013813	0.0000279	432.675	3.621	-3.911
	2	0.0002222	0.0013464	0.0000279	421.751	3.621	-3.911
	3	0.0002222	0.0013116	0.0000279	410.826	3.621	-3.911
	4	0.0002222	0.0012767	0.0000279	399.902	3.621	-3.911
	5	0.0002222	0.0012418	0.0000279	388.977	3.621	-3.911
	6	0.0002222	0.0012069	0.0000279	378.053	3.621	-3.911
COMBO 3	1	0.0002051	0.0012447	0.0000258	389.872	3.342	-3.610
	2	0.0002051	0.0012125	0.0000258	379.787	3.342	-3.610
	3	0.0002051	0.0011803	0.0000258	369.703	3.342	-3.610
	4	0.0002051	0.0011481	0.0000258	359.618	3.342	-3.610
	5	0.0002051	0.0011159	0.0000258	349.533	3.342	-3.610
	6	0.0002051	0.0010837	0.0000258	339.448	3.342	-3.610
COMBO 4	1	0.0017425	0.0026220	0.0004232	821.312	44.194	-31.021
	2	0.0017425	0.0020930	0.0004232	655.602	44.194	-31.021
	3	0.0017425	0.0015640	0.0004232	489.892	44.194	-31.021
	4	0.0017425	0.0010350	0.0004232	324.183	44.194	-31.021
	5	0.0017425	0.0005059	0.0004232	158.473	44.194	-31.021
	6	0.0017425	-0.0000231	0.0004232	-7.237	44.194	-31.021

▣ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

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

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

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

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.125	0	510.418	1.393	-1.507	6
	2	1.875	0	506.241	1.393	-1.507	6
	3	0.625	0	502.063	1.393	-1.507	6
	4	-0.625	0	497.886	1.393	-1.507	6
	5	-1.875	0	493.708	1.393	-1.507	6
	6	-3.125	0	489.530	1.393	-1.507	6
	계			17999.076	50.132	494.066	36
COMBO 2	1	3.125	0	428.030	2.785	-3.009	6
	2	1.875	0	419.633	2.785	-3.009	6
	3	0.625	0	411.236	2.785	-3.009	6
	4	-0.625	0	402.839	2.785	-3.009	6
	5	-1.875	0	394.442	2.785	-3.009	6
	6	-3.125	0	386.045	2.785	-3.009	6
	계			14653.350	100.264	993.794	36
COMBO 3	1	3.125	0	428.030	2.785	-3.009	6
	2	1.875	0	419.633	2.785	-3.009	6
	3	0.625	0	411.236	2.785	-3.009	6
	4	-0.625	0	402.839	2.785	-3.009	6
	5	-1.875	0	394.442	2.785	-3.009	6
	6	-3.125	0	386.045	2.785	-3.009	6
	계			14653.350	100.264	993.794	36
COMBO 4	1	3.125	0	821.312	44.194	-31.021	6
	2	1.875	0	655.602	44.194	-31.021	6
	3	0.625	0	489.892	44.194	-31.021	6
	4	-0.625	0	324.183	44.194	-31.021	6
	5	-1.875	0	158.473	44.194	-31.021	6
	6	-3.125	0	-7.237	44.194	-31.021	6
	계			14653.350	1591.000	20632.654	36

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.125	0	729.091	0.000	0.005	6
	2	1.875	0	729.040	0.000	0.005	6
	3	0.625	0	728.989	0.000	0.005	6
	4	-0.625	0	728.937	0.000	0.005	6
	5	-1.875	0	728.886	0.000	0.005	6
	6	-3.125	0	728.835	0.000	0.005	6
	계			26242.667	0.000	6.909	36
COMBO 2	1	3.125	0	432.675	3.621	-3.911	6
	2	1.875	0	421.751	3.621	-3.911	6
	3	0.625	0	410.826	3.621	-3.911	6
	4	-0.625	0	399.902	3.621	-3.911	6
	5	-1.875	0	388.977	3.621	-3.911	6
	6	-3.125	0	378.053	3.621	-3.911	6
	계			14593.107	130.343	1293.028	36
COMBO 3	1	3.125	0	389.872	3.342	-3.610	6
	2	1.875	0	379.787	3.342	-3.610	6
	3	0.625	0	369.703	3.342	-3.610	6
	4	-0.625	0	359.618	3.342	-3.610	6
	5	-1.875	0	349.533	3.342	-3.610	6
	6	-3.125	0	339.448	3.342	-3.610	6
	계			13127.773	120.317	1193.649	36
COMBO 4	1	3.125	0	821.312	44.194	-31.021	6
	2	1.875	0	655.602	44.194	-31.021	6
	3	0.625	0	489.892	44.194	-31.021	6
	4	-0.625	0	324.183	44.194	-31.021	6
	5	-1.875	0	158.473	44.194	-31.021	6
	6	-3.125	0	-7.237	44.194	-31.021	6
	계			14653.350	1591.000	20632.654	36

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : SVB05

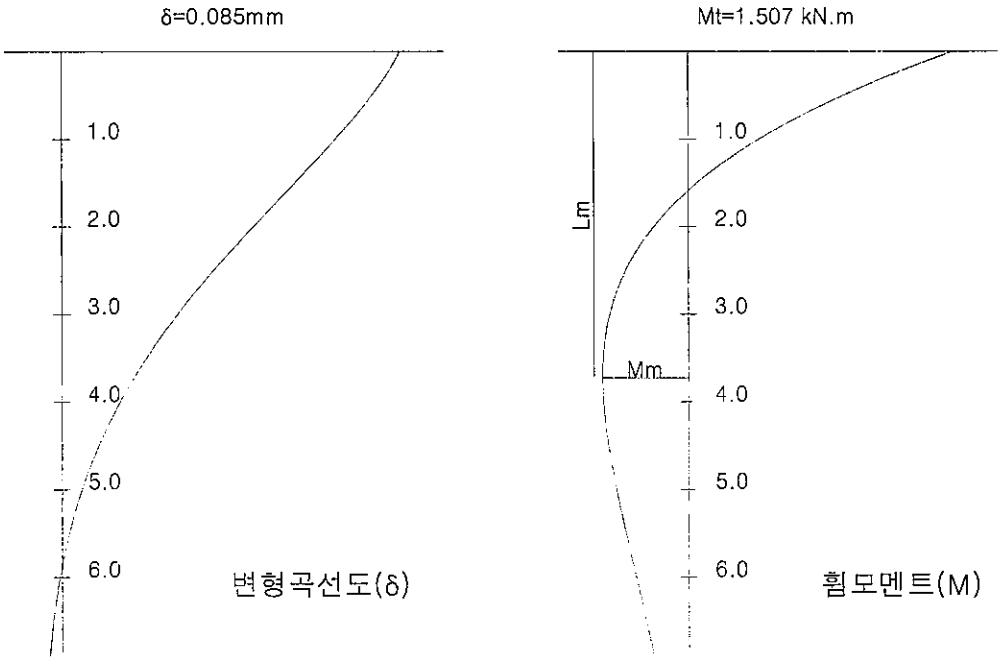
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -0.492 kN.m, 3.725 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.085 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.085 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	1.507	-1.393	0.085	
0.460	0.930	-1.119	0.079	
0.920	0.474	-0.869	0.071	
1.380	0.125	-0.650	0.061	
1.840	-0.129	-0.462	0.052	
2.300	-0.304	-0.305	0.042	
2.760	-0.414	-0.179	0.034	
3.220	-0.473	-0.080	0.026	
3.680	-0.492	-0.006	0.019	
4.140	-0.482	0.047	0.013	
4.600	-0.451	0.083	0.008	
5.060	-0.408	0.104	0.005	
5.520	-0.357	0.115	0.002	
5.980	-0.304	0.116	0.000	
6.440	-0.251	0.112	-0.002	
6.900	-0.201	0.104	-0.003	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 2 : SVB04

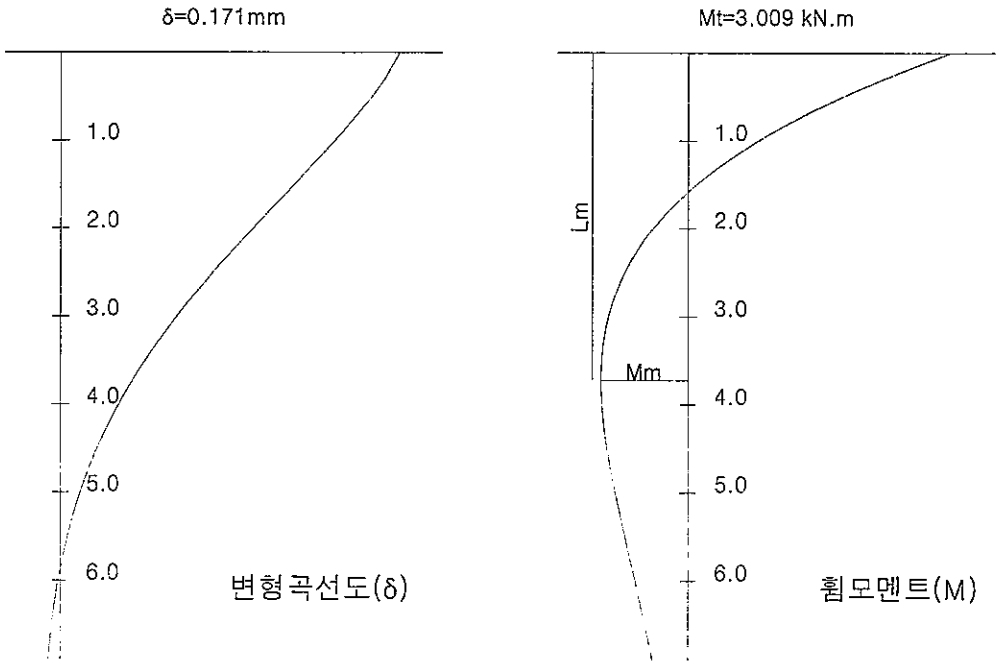
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -0.986 kN.m, 3.722 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.171 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.171 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	3.009	-2.785	0.171	
0.460	1.856	-2.237	0.158	
0.920	0.944	-1.738	0.142	
1.380	0.248	-1.299	0.123	
1.840	-0.261	-0.922	0.104	
2.300	-0.611	-0.610	0.085	
2.760	-0.831	-0.357	0.067	
3.220	-0.948	-0.160	0.052	
3.680	-0.985	-0.011	0.038	
4.140	-0.965	0.095	0.026	
4.600	-0.903	0.166	0.017	
5.060	-0.816	0.209	0.009	
5.520	-0.714	0.230	0.003	
5.980	-0.607	0.233	-0.001	
6.440	-0.502	0.224	-0.004	
6.900	-0.402	0.207	-0.006	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉡ COMBO 3 : SVB26

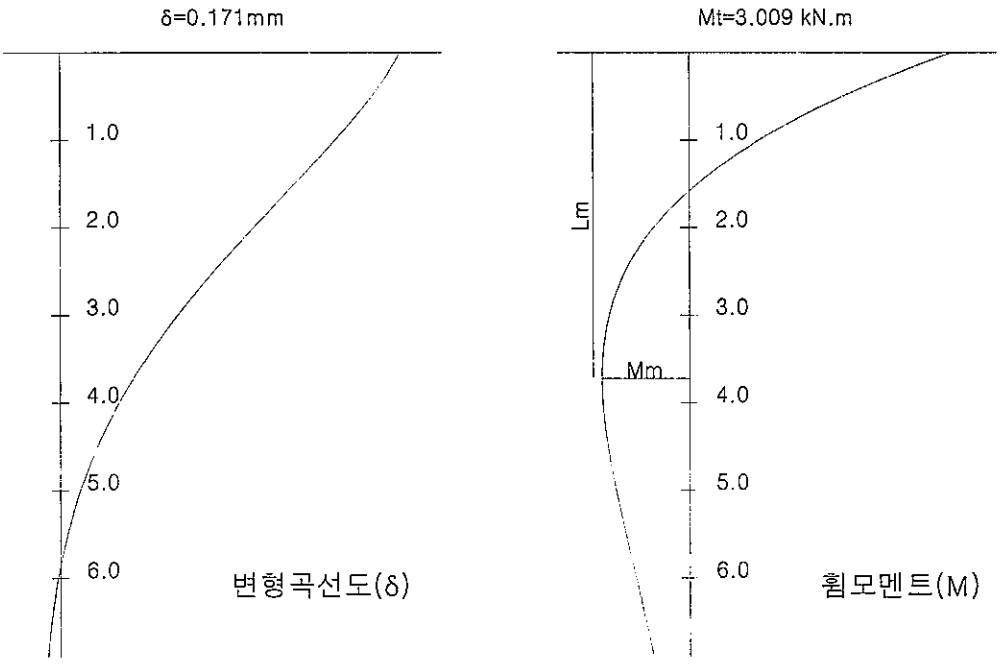
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -0.986 kN.m, 3.722 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.171 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.171 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	3.009	-2.785	0.171	
0.460	1.856	-2.237	0.158	
0.920	0.944	-1.738	0.142	
1.380	0.248	-1.299	0.123	
1.840	-0.261	-0.922	0.104	
2.300	-0.611	-0.610	0.085	
2.760	-0.831	-0.357	0.067	
3.220	-0.948	-0.160	0.052	
3.680	-0.985	-0.011	0.038	
4.140	-0.965	0.095	0.026	
4.600	-0.903	0.166	0.017	
5.060	-0.816	0.209	0.009	
5.520	-0.714	0.230	0.003	
5.980	-0.607	0.233	-0.001	
6.440	-0.502	0.224	-0.004	
6.900	-0.402	0.207	-0.006	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉲ COMBO 4 : SVB22

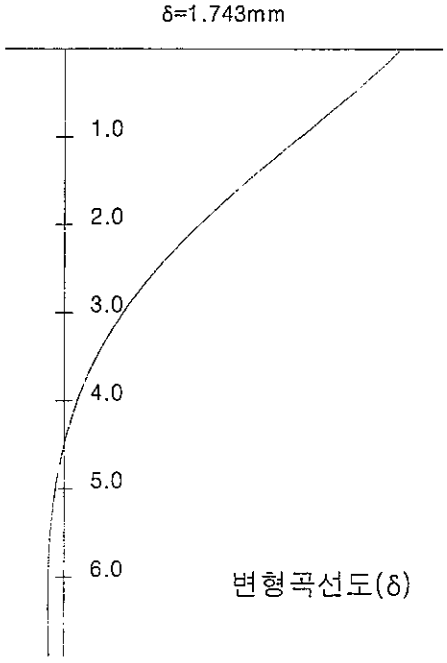
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

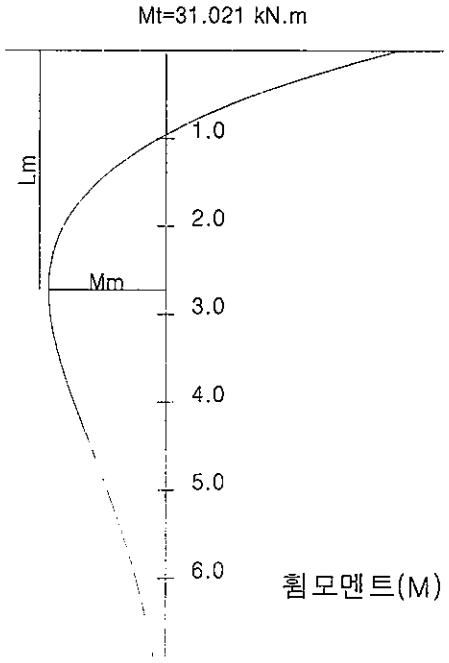
- 최대모멘트 및 깊이 : -15.797 kN.m, 2.724 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.743 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.743 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	31.021	-44.194	1.743	
0.460	13.438	-32.516	1.521	
0.920	0.844	-22.541	1.271	
1.380	-7.579	-14.378	1.018	
1.840	-12.655	-7.975	0.780	
2.300	-15.162	-3.179	0.569	
2.760	-15.793	0.224	0.390	
3.220	-15.134	2.469	0.244	
3.680	-13.663	3.791	0.131	
4.140	-11.754	4.410	0.047	
4.600	-9.684	4.521	-0.012	
5.060	-7.648	4.285	-0.051	
5.520	-5.774	3.837	-0.073	
5.980	-4.135	3.277	-0.082	
6.440	-2.764	2.681	-0.083	
6.900	-1.666	2.103	-0.078	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 2 : UEB04

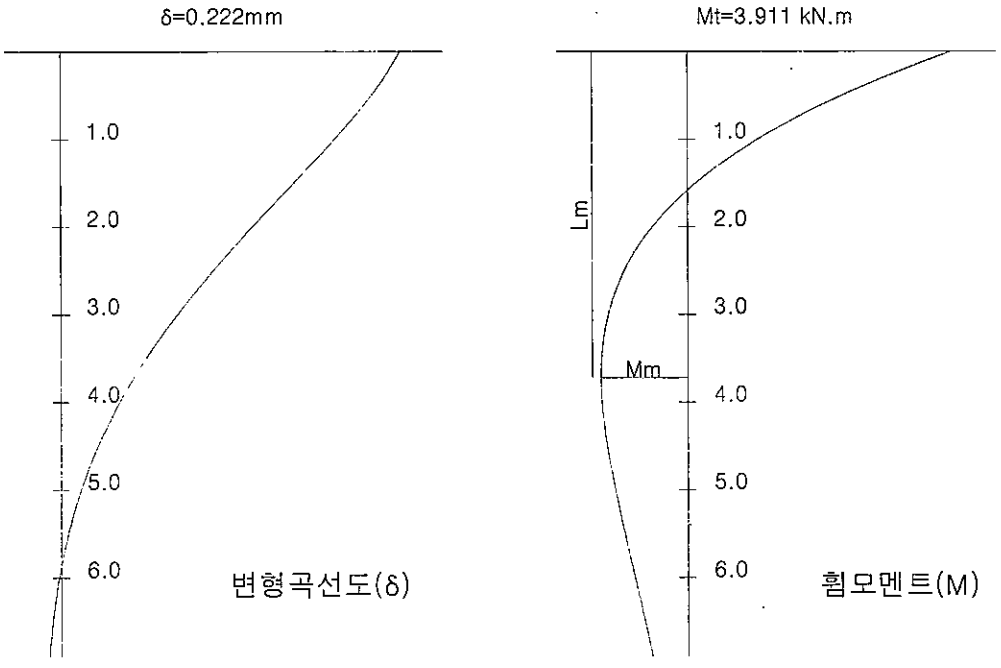
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -1.281 kN.m, 3.722 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.222 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.222 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	3.911	-3.621	0.222	
0.460	2.412	-2.908	0.206	
0.920	1.226	-2.259	0.184	
1.380	0.321	-1.688	0.160	
1.840	-0.339	-1.199	0.135	
2.300	-0.794	-0.792	0.110	
2.760	-1.080	-0.464	0.088	
3.220	-1.232	-0.208	0.067	
3.680	-1.281	-0.015	0.049	
4.140	-1.254	0.124	0.034	
4.600	-1.174	0.216	0.022	
5.060	-1.061	0.272	0.012	
5.520	-0.929	0.298	0.004	
5.980	-0.790	0.303	-0.001	
6.440	-0.652	0.292	-0.005	
6.900	-0.523	0.269	-0.008	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 3 : UEB26

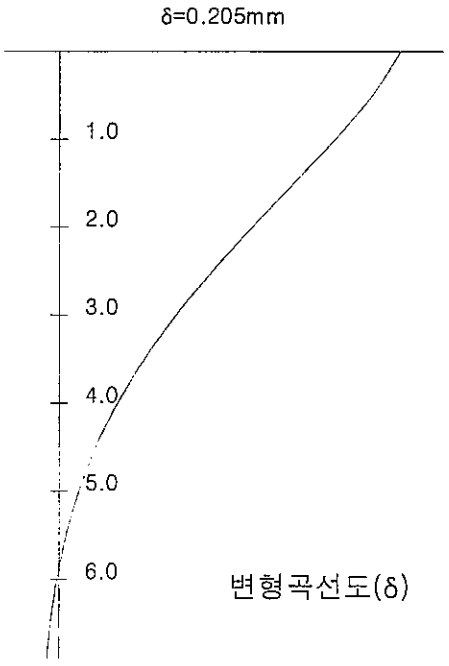
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

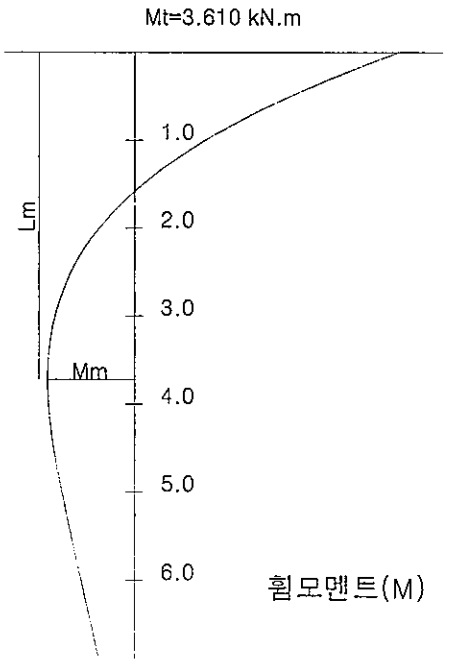
- 최대모멘트 및 깊이 : -1.183 kN.m, 3.722 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.205 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.205 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	3.610	-3.342	0.205	
0.460	2.226	-2.684	0.190	
0.920	1.132	-2.086	0.170	
1.380	0.297	-1.558	0.147	
1.840	-0.313	-1.107	0.124	
2.300	-0.733	-0.731	0.102	
2.760	-0.997	-0.428	0.081	
3.220	-1.138	-0.192	0.062	
3.680	-1.183	-0.014	0.046	
4.140	-1.158	0.114	0.032	
4.600	-1.084	0.200	0.020	
5.060	-0.979	0.251	0.011	
5.520	-0.857	0.276	0.004	
5.980	-0.729	0.280	-0.001	
6.440	-0.602	0.269	-0.005	
6.900	-0.483	0.249	-0.007	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉡ COMBO 4 : ULB22

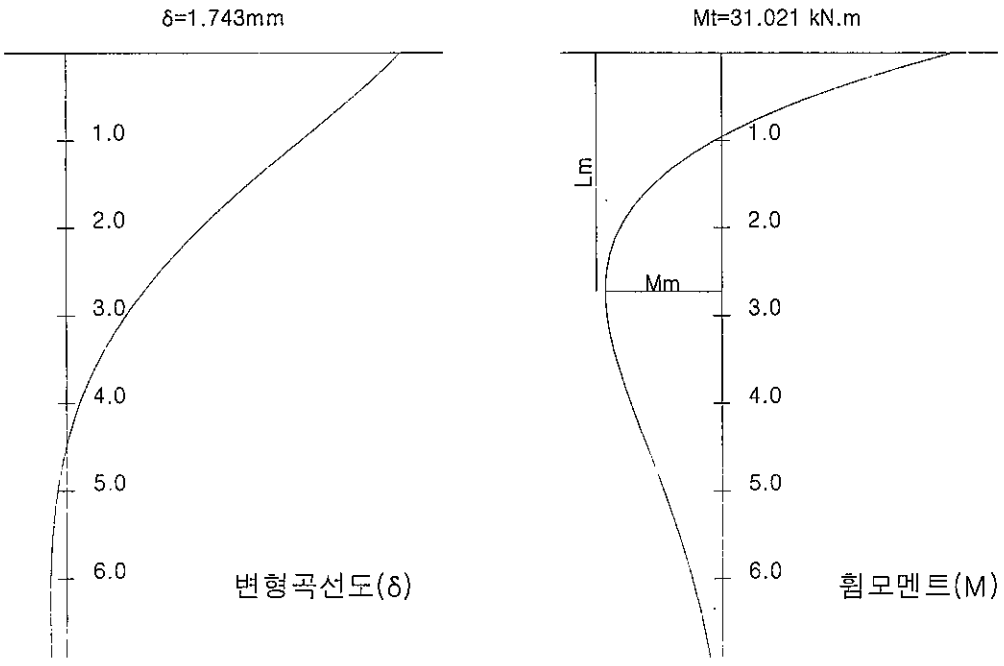
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -15.797 kN.m, 2.724 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.743 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.743 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	31.021	-44.194	1.743	
0.460	13.438	-32.516	1.521	
0.920	0.844	-22.541	1.271	
1.380	-7.579	-14.378	1.018	
1.840	-12.655	-7.975	0.780	
2.300	-15.162	-3.179	0.569	
2.760	-15.793	0.224	0.390	
3.220	-15.134	2.469	0.244	
3.680	-13.663	3.791	0.131	
4.140	-11.754	4.410	0.047	
4.600	-9.684	4.521	-0.012	
5.060	-7.648	4.285	-0.051	
5.520	-5.774	3.837	-0.073	
5.980	-4.135	3.277	-0.082	
6.440	-2.764	2.681	-0.083	
6.900	-1.666	2.103	-0.078	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



② 말뚝머리 힌지일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	9828.616	17442.978	$2EI\beta^3$	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	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	353830.2	627947.2
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{(K_v - K_1)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	11276452.2	11276452.2
Aya,Aay	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i + K_2\sin\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	51390081.5	51390081.5
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		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)		δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	0.0001417	0.0015962	0.0000096	COMBO 1	0.0000000	0.0023272	0.0000001
COMBO 2	0.0002834	0.0012995	0.0000193	COMBO 2	0.0003684	0.0012941	0.0000252
COMBO 3	0.0002834	0.0012995	0.0000193	COMBO 3	0.0003400	0.0011642	0.0000232
COMBO 4	0.0025337	0.0012995	0.0004015	COMBO 4	0.0025337	0.0012995	0.0004015

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 2.534 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ O.K

다) 말뚝의 작용력과 말뚝머리에서의 반력

▣ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

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

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

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0001417	0.0016262	0.0000096	509.385	1.393	0.000
	2	0.0001417	0.0016142	0.0000096	505.621	1.393	0.000
	3	0.0001417	0.0016022	0.0000096	501.856	1.393	0.000
	4	0.0001417	0.0015902	0.0000096	498.092	1.393	0.000
	5	0.0001417	0.0015781	0.0000096	494.328	1.393	0.000
	6	0.0001417	0.0015661	0.0000096	490.564	1.393	0.000
COMBO 2	1	0.0002834	0.0013599	0.0000193	425.967	2.785	0.000
	2	0.0002834	0.0013357	0.0000193	418.395	2.785	0.000
	3	0.0002834	0.0013116	0.0000193	410.823	2.785	0.000
	4	0.0002834	0.0012874	0.0000193	403.252	2.785	0.000
	5	0.0002834	0.0012632	0.0000193	395.680	2.785	0.000
	6	0.0002834	0.0012390	0.0000193	388.108	2.785	0.000
COMBO 3	1	0.0002834	0.0013599	0.0000193	425.967	2.785	0.000
	2	0.0002834	0.0013357	0.0000193	418.395	2.785	0.000
	3	0.0002834	0.0013116	0.0000193	410.823	2.785	0.000
	4	0.0002834	0.0012874	0.0000193	403.252	2.785	0.000
	5	0.0002834	0.0012632	0.0000193	395.680	2.785	0.000
	6	0.0002834	0.0012390	0.0000193	388.108	2.785	0.000
COMBO 4	1	0.0025337	0.0025541	0.0004015	800.040	44.194	0.000
	2	0.0025337	0.0020523	0.0004015	642.839	44.194	0.000
	3	0.0025337	0.0015504	0.0004015	485.638	44.194	0.000
	4	0.0025337	0.0010485	0.0004015	328.437	44.194	0.000
	5	0.0025337	0.0005467	0.0004015	171.236	44.194	0.000
	6	0.0025337	0.0000448	0.0004015	14.035	44.194	0.000

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0000000	0.0023276	0.0000001	729.095	0.000	0.000
	2	0.0000000	0.0023275	0.0000001	729.042	0.000	0.000
	3	0.0000000	0.0023273	0.0000001	728.989	0.000	0.000
	4	0.0000000	0.0023271	0.0000001	728.937	0.000	0.000
	5	0.0000000	0.0023270	0.0000001	728.884	0.000	0.000
	6	0.0000000	0.0023268	0.0000001	728.831	0.000	0.000
COMBO 2	1	0.0003684	0.0013728	0.0000252	429.993	3.621	0.000
	2	0.0003684	0.0013413	0.0000252	420.142	3.621	0.000
	3	0.0003684	0.0013098	0.0000252	410.290	3.621	0.000
	4	0.0003684	0.0012784	0.0000252	400.438	3.621	0.000
	5	0.0003684	0.0012469	0.0000252	390.587	3.621	0.000
	6	0.0003684	0.0012155	0.0000252	380.735	3.621	0.000
COMBO 3	1	0.0003400	0.0012368	0.0000232	387.397	3.342	0.000
	2	0.0003400	0.0012077	0.0000232	378.302	3.342	0.000
	3	0.0003400	0.0011787	0.0000232	369.208	3.342	0.000
	4	0.0003400	0.0011497	0.0000232	360.113	3.342	0.000
	5	0.0003400	0.0011206	0.0000232	351.019	3.342	0.000
	6	0.0003400	0.0010916	0.0000232	341.924	3.342	0.000
COMBO 4	1	0.0025337	0.0025541	0.0004015	800.040	44.194	0.000
	2	0.0025337	0.0020523	0.0004015	642.839	44.194	0.000
	3	0.0025337	0.0015504	0.0004015	485.638	44.194	0.000
	4	0.0025337	0.0010485	0.0004015	328.437	44.194	0.000
	5	0.0025337	0.0005467	0.0004015	171.236	44.194	0.000
	6	0.0025337	0.0000448	0.0004015	14.035	44.194	0.000

▣ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

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

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

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

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.125	0	509.385	1.393	0.000	6
	2	1.875	0	505.621	1.393	0.000	6
	3	0.625	0	501.856	1.393	0.000	6
	4	-0.625	0	498.092	1.393	0.000	6
	5	-1.875	0	494.328	1.393	0.000	6
	6	-3.125	0	490.564	1.393	0.000	6
	계			17999.076	50.132	0.000	36
COMBO 2	1	3.125	0	425.967	2.785	0.000	6
	2	1.875	0	418.395	2.785	0.000	6
	3	0.625	0	410.823	2.785	0.000	6
	4	-0.625	0	403.252	2.785	0.000	6
	5	-1.875	0	395.680	2.785	0.000	6
	6	-3.125	0	388.108	2.785	0.000	6
	계			14653.350	100.264	0.000	36
COMBO 3	1	3.125	0	425.967	2.785	0.000	6
	2	1.875	0	418.395	2.785	0.000	6
	3	0.625	0	410.823	2.785	0.000	6
	4	-0.625	0	403.252	2.785	0.000	6
	5	-1.875	0	395.680	2.785	0.000	6
	6	-3.125	0	388.108	2.785	0.000	6
	계			14653.350	100.264	0.000	36
COMBO 4	1	3.125	0	800.040	44.194	0.000	6
	2	1.875	0	642.839	44.194	0.000	6
	3	0.625	0	485.638	44.194	0.000	6
	4	-0.625	0	328.437	44.194	0.000	6
	5	-1.875	0	171.236	44.194	0.000	6
	6	-3.125	0	14.035	44.194	0.000	6
	계			14653.350	1591.000	0.000	36

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.125	0	729.095	0.000	0.000	6
	2	1.875	0	729.042	0.000	0.000	6
	3	0.625	0	728.989	0.000	0.000	6
	4	-0.625	0	728.937	0.000	0.000	6
	5	-1.875	0	728.884	0.000	0.000	6
	6	-3.125	0	728.831	0.000	0.000	6
	계			26242.667	0.000	0.000	36
COMBO 2	1	3.125	0	429.993	3.621	0.000	6
	2	1.875	0	420.142	3.621	0.000	6
	3	0.625	0	410.290	3.621	0.000	6
	4	-0.625	0	400.438	3.621	0.000	6
	5	-1.875	0	390.587	3.621	0.000	6
	6	-3.125	0	380.735	3.621	0.000	6
	계			14593.107	130.343	0.000	36
COMBO 3	1	3.125	0	387.397	3.342	0.000	6
	2	1.875	0	378.302	3.342	0.000	6
	3	0.625	0	369.208	3.342	0.000	6
	4	-0.625	0	360.113	3.342	0.000	6
	5	-1.875	0	351.019	3.342	0.000	6
	6	-3.125	0	341.924	3.342	0.000	6
	계			13127.773	120.317	0.000	36
COMBO 4	1	3.125	0	800.040	44.194	0.000	6
	2	1.875	0	642.839	44.194	0.000	6
	3	0.625	0	485.638	44.194	0.000	6
	4	-0.625	0	328.437	44.194	0.000	6
	5	-1.875	0	171.236	44.194	0.000	6
	6	-3.125	0	14.035	44.194	0.000	6
	계			14653.350	1591.000	0.000	36

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : SVB05

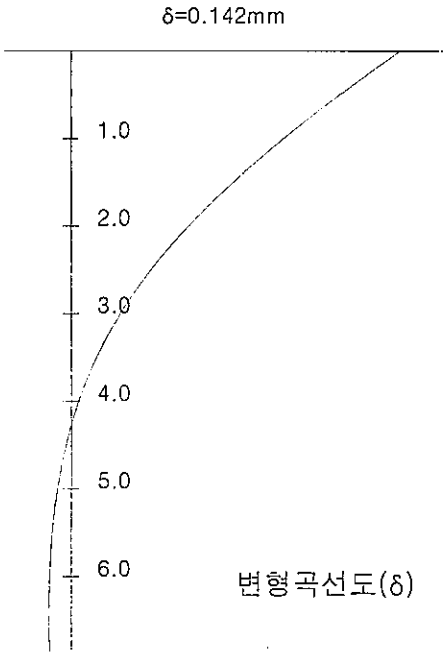
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

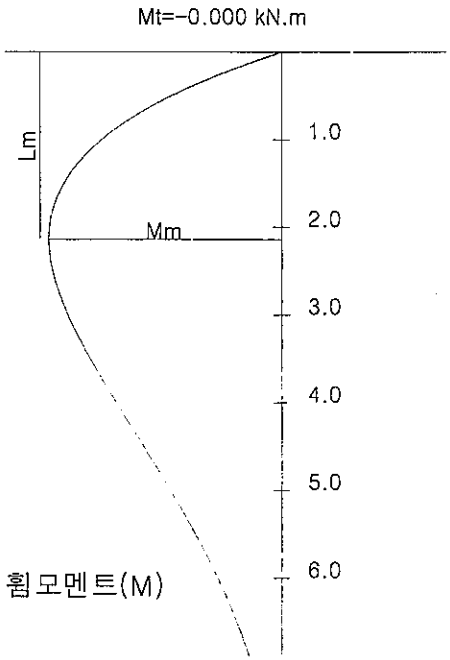
- 최대모멘트 및 깊이 : -1.222 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.142 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.142 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-1.393	0.142	
0.460	-0.538	-0.961	0.118	
0.920	-0.896	-0.608	0.095	
1.380	-1.108	-0.326	0.075	
1.840	-1.206	-0.109	0.056	
2.300	-1.218	0.050	0.040	
2.760	-1.167	0.162	0.027	
3.220	-1.075	0.234	0.016	
3.680	-0.957	0.274	0.008	
4.140	-0.827	0.289	0.002	
4.600	-0.694	0.286	-0.003	
5.060	-0.566	0.270	-0.006	
5.520	-0.447	0.245	-0.008	
5.980	-0.341	0.216	-0.009	
6.440	-0.249	0.185	-0.009	
6.900	-0.171	0.154	-0.009	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉡ COMBO 2 : SVB04

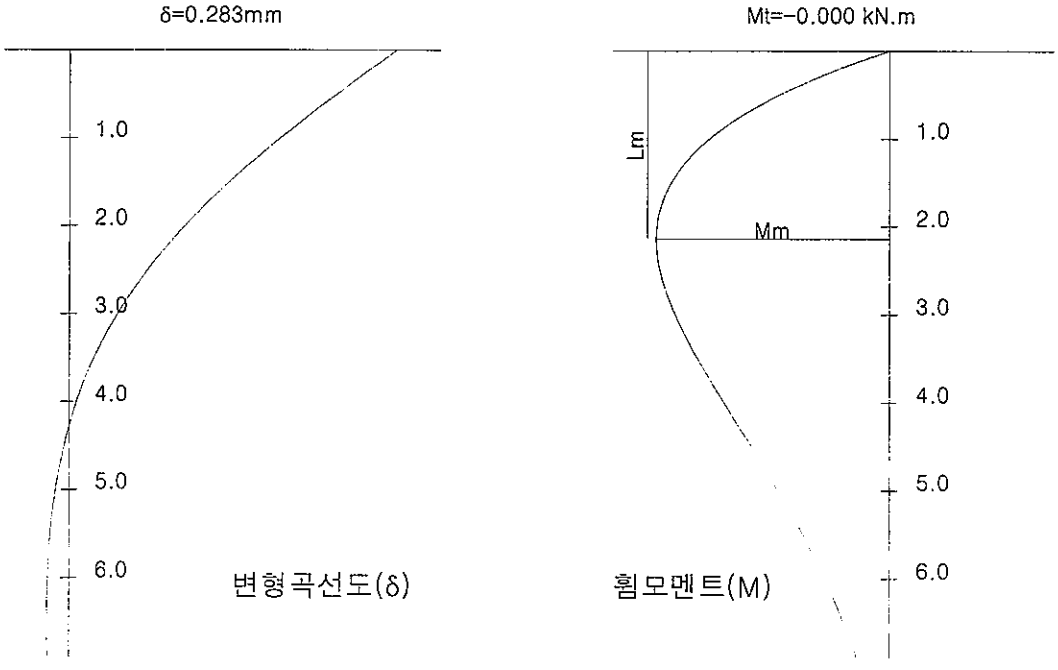
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -2.444 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.283 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.283 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-2.785	0.283	
0.460	-1.077	-1.923	0.236	
0.920	-1.793	-1.215	0.191	
1.380	-2.217	-0.652	0.149	
1.840	-2.412	-0.219	0.112	
2.300	-2.435	0.101	0.081	
2.760	-2.334	0.324	0.054	
3.220	-2.150	0.467	0.033	
3.680	-1.914	0.547	0.016	
4.140	-1.654	0.577	0.003	
4.600	-1.388	0.571	-0.006	
5.060	-1.132	0.539	-0.013	
5.520	-0.895	0.491	-0.016	
5.980	-0.682	0.432	-0.018	
6.440	-0.498	0.370	-0.019	
6.900	-0.342	0.307	-0.018	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉡ COMBO 3 : SVB26

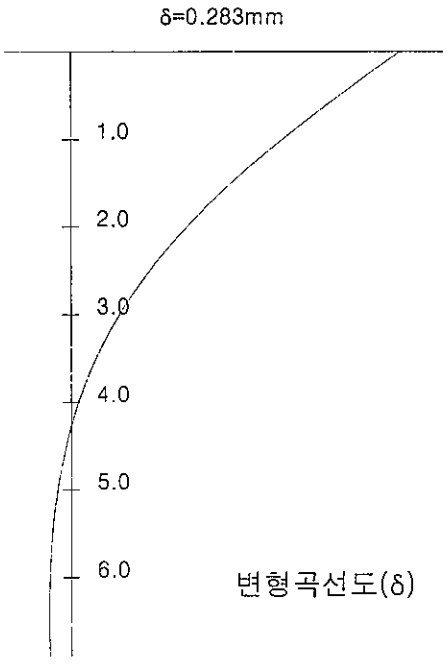
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

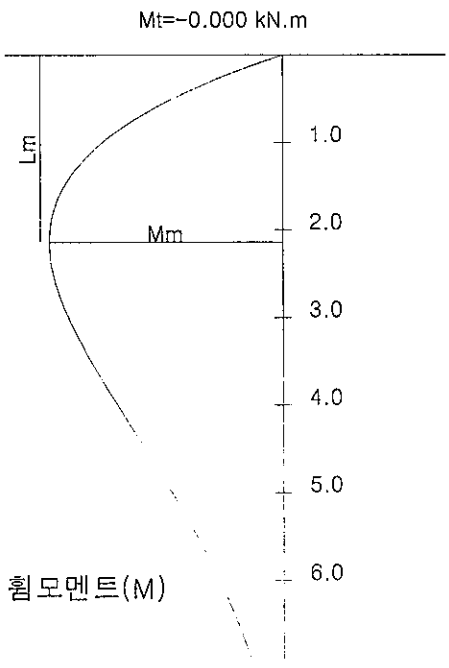
- 최대모멘트 및 깊이 : -2.444 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.283 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.283 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-2.785	0.283	
0.460	-1.077	-1.923	0.236	
0.920	-1.793	-1.215	0.191	
1.380	-2.217	-0.652	0.149	
1.840	-2.412	-0.219	0.112	
2.300	-2.435	0.101	0.081	
2.760	-2.334	0.324	0.054	
3.220	-2.150	0.467	0.033	
3.680	-1.914	0.547	0.016	
4.140	-1.654	0.577	0.003	
4.600	-1.388	0.571	-0.006	
5.060	-1.132	0.539	-0.013	
5.520	-0.895	0.491	-0.016	
5.980	-0.682	0.432	-0.018	
6.440	-0.498	0.370	-0.019	
6.900	-0.342	0.307	-0.018	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉲ COMBO 4 : SVB22

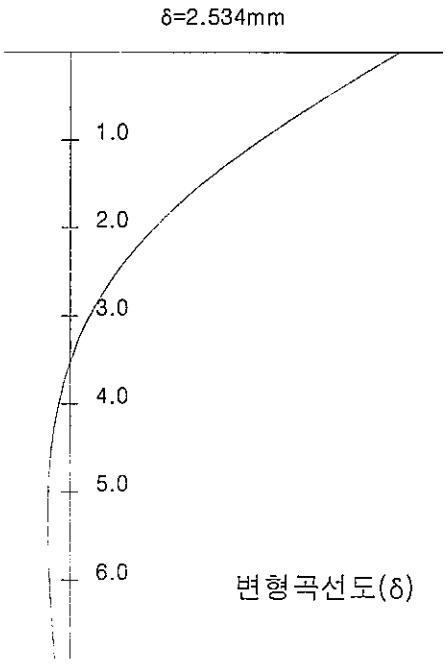
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

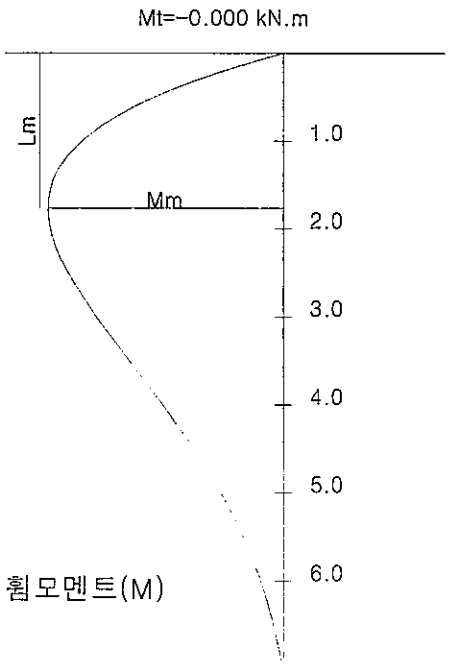
- 최대모멘트 및 깊이 : -32.029 kN.m, 1.766 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.534 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.534 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-44.194	2.534	
0.460	-16.452	-27.946	2.022	
0.920	-26.256	-15.247	1.544	
1.380	-30.974	-5.773	1.121	
1.840	-31.994	0.913	0.764	
2.300	-30.488	5.292	0.474	
2.760	-27.407	7.838	0.250	
3.220	-23.490	8.994	0.083	
3.680	-19.285	9.149	-0.033	
4.140	-15.177	8.626	-0.107	
4.600	-11.412	7.691	-0.150	
5.060	-8.133	6.545	-0.168	
5.520	-5.400	5.337	-0.168	
5.980	-3.217	4.170	-0.157	
6.440	-1.547	3.111	-0.139	
6.900	-0.332	2.195	-0.117	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 2 : UEB04

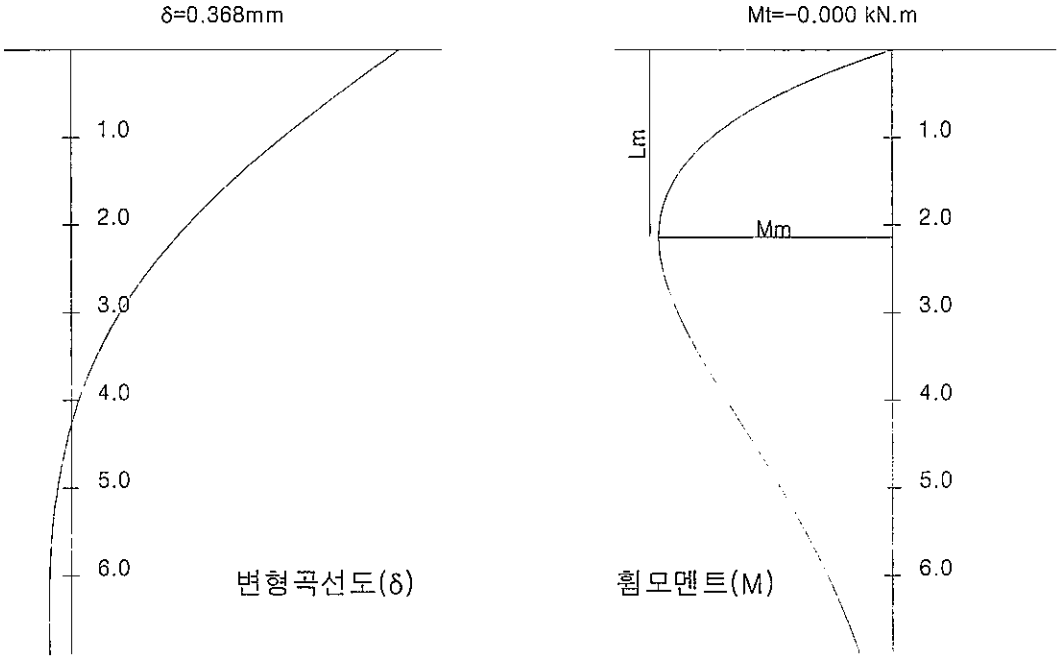
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -3.177 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.368 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.368 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-3.621	0.368	
0.460	-1.400	-2.500	0.307	
0.920	-2.331	-1.580	0.248	
1.380	-2.882	-0.847	0.194	
1.840	-3.136	-0.284	0.146	
2.300	-3.166	0.131	0.105	
2.760	-3.035	0.421	0.071	
3.220	-2.794	0.608	0.043	
3.680	-2.488	0.711	0.021	
4.140	-2.150	0.751	0.004	
4.600	-1.805	0.743	-0.008	
5.060	-1.472	0.701	-0.016	
5.520	-1.163	0.638	-0.021	
5.980	-0.887	0.562	-0.024	
6.440	-0.647	0.480	-0.025	
6.900	-0.445	0.399	-0.024	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 3 : UEB26

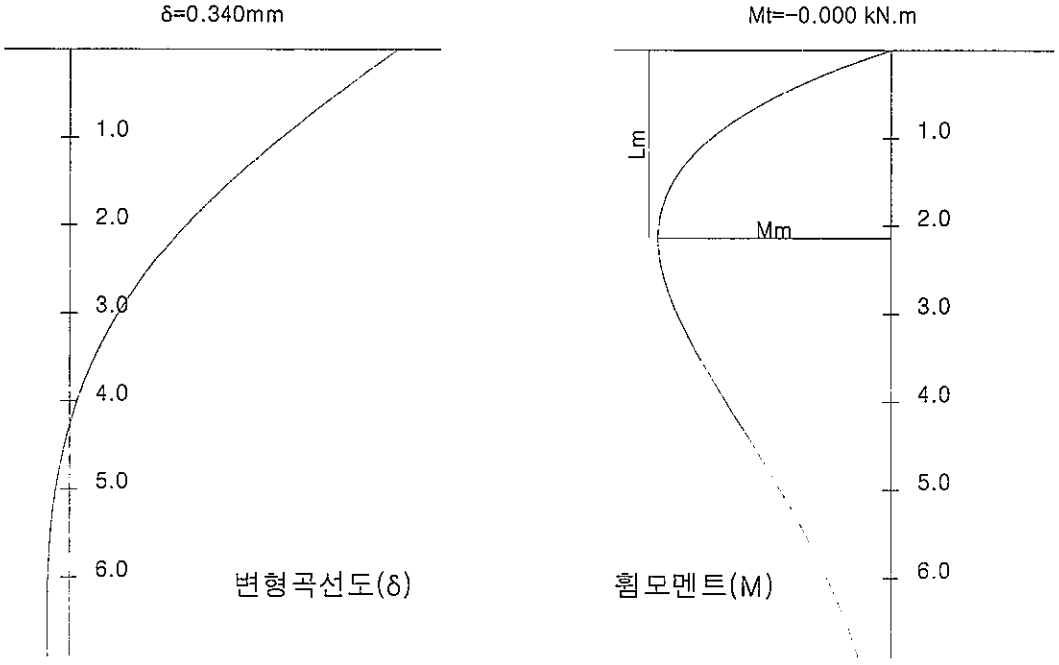
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -2.933 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.340 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.340 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-3.342	0.340	
0.460	-1.292	-2.307	0.283	
0.920	-2.151	-1.458	0.229	
1.380	-2.660	-0.782	0.179	
1.840	-2.895	-0.262	0.135	
2.300	-2.922	0.121	0.097	
2.760	-2.801	0.389	0.065	
3.220	-2.580	0.561	0.039	
3.680	-2.297	0.656	0.019	
4.140	-1.985	0.693	0.004	
4.600	-1.666	0.686	-0.007	
5.060	-1.359	0.647	-0.015	
5.520	-1.074	0.589	-0.020	
5.980	-0.819	0.519	-0.022	
6.440	-0.597	0.443	-0.023	
6.900	-0.411	0.369	-0.022	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 4 : ULB22

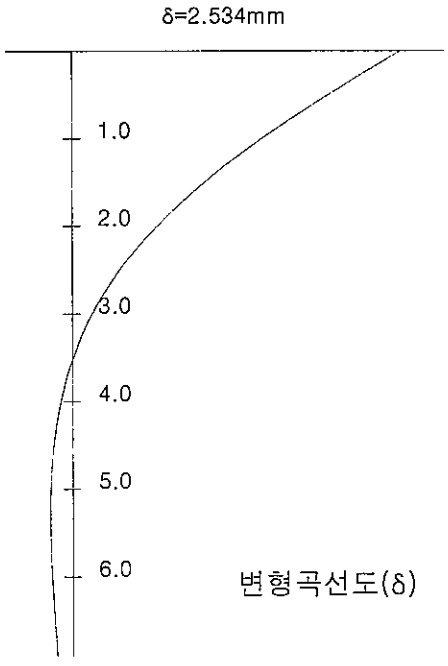
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

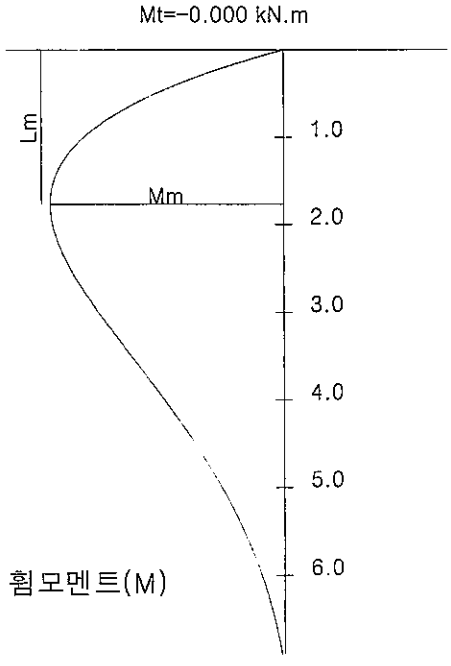
- 최대모멘트 및 깊이 : -32.029 kN.m, 1.766 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.534 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.534 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-44.194	2.534	
0.460	-16.452	-27.946	2.022	
0.920	-26.256	-15.247	1.544	
1.380	-30.974	-5.773	1.121	
1.840	-31.994	0.913	0.764	
2.300	-30.488	5.292	0.474	
2.760	-27.407	7.838	0.250	
3.220	-23.490	8.994	0.083	
3.680	-19.285	9.149	-0.033	
4.140	-15.177	8.626	-0.107	
4.600	-11.412	7.691	-0.150	
5.060	-8.133	6.545	-0.168	
5.520	-5.400	5.337	-0.168	
5.980	-3.217	4.170	-0.157	
6.440	-1.547	3.111	-0.139	
6.900	-0.332	2.195	-0.117	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





5) 말뚝의 안정성 검토

① 말뚝의 허용지지력 검토

가) 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 마찰지지 말뚝

Ra = r/n x (Ru - Ws) + Ws - W

Ra1 = 1042.000 kN (평상시) : 『별첨자료』 참조

Ra2 = 1563.000 kN (지진시) : 『별첨자료』 참조

말뚝의 주면장 U = π x 0.500 = 1.571 m

U	N-치	토질분류	토층심도	f(kN/m²)	주면마찰력(U*f*L)
1.571	10.000	사질토	5.687	20.000	178.655
1.571	50.000	사질토	0.700	100.000	109.956
1.571	50.000	사질토	0.513	100.000	80.621
계	-	-	-	-	369.232

N≤2 의 지반에는 주면 마찰력을 고려하지 않는다.

나) 말뚝의 허용 수평변위 검토

평상시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 0.2834 mm O.K

지진시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 2.5337 mm O.K

다) 말뚝의 허용인발력

Pa = 1/n x Pu + W ; Pu : 주면마찰력(kN), W : 수중말뚝의 중량

W = π x (0.500² - 0.340²)/ 4 x (25.00-10.00) x 6.900

= 10.925 kN

Pa1 = 1/3.0 x 369.232 + 10.92 = 134.002 kN (평상시)

Pa2 = 1/2.0 x 369.232 + 10.92 = 195.541 kN (지진시)

라) 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	510.418	489.530	1042.000	134.002	O.K
	HINGE	509.385	490.564	1042.000	134.002	O.K
COMBO 2	FIX	428.030	386.045	1042.000	134.002	O.K
	HINGE	425.967	388.108	1042.000	134.002	O.K
COMBO 3	FIX	428.030	386.045	1042.000	134.002	O.K
	HINGE	425.967	388.108	1042.000	134.002	O.K
COMBO 4	FIX	821.312	-7.237	1563.000	195.541	O.K
	HINGE	800.040	14.035	1563.000	195.541	O.K

② 말뚝의 응력 검토

가) 말뚝의 이음과 장경비에 따른 허용응력의 감소을 검토

: 『도로교설계기준 해설(하부구조편)』 P223 참조

사용 PILE 본당 길이 : 15.00 m / 본

PILE 길이 : 7.00 m

이음개소수 : 0 개소

말뚝이음에 의한 허용응력 감소율 : 0.00%

장경비 (L/D) = 6.90/0.500 = 13.800 < 85 이므로 장경비에 따른 감소 없음.

따라서 허용응력의 총 감소율은 0.00% 적용

나) 말뚝의 휨응력 검토

허용 휨압축응력 fca = 28.000 MPa (평상시)

= 42.000 MPa (지진시)

허용 휨인장응력 fta = 0.000 MPa (평상시)

= -5.000 MPa (지진시)

f = fce ± M/Ze + V/Ae

= 4.104 ± M / 9906000.0 + V / 108500.0

구 분		V(kN)	M(kN.m)	fc	fca	ft	fta	비 고
COMBO 1	FIX	510.418	1.507	8.960	28.00	8.656	0.00	O.K
	HINGE	509.385	1.222	8.922	28.00	8.675	0.00	O.K
COMBO 2	FIX	428.030	3.009	8.353	28.00	7.745	0.00	O.K
	HINGE	425.967	2.444	8.277	28.00	7.783	0.00	O.K
COMBO 3	FIX	428.030	3.009	8.353	28.00	7.745	0.00	O.K
	HINGE	425.967	2.444	8.277	28.00	7.783	0.00	O.K
COMBO 4	FIX	821.312	31.021	14.805	42.00	8.542	-5.00	O.K
	HINGE	800.040	32.029	14.711	42.00	8.244	-5.00	O.K

다) 말뚝의 전단응력 검토

τsa = 0.850 MPa (평상시)

= 1.250 MPa (지진시)

τ = α x Ho / Ap

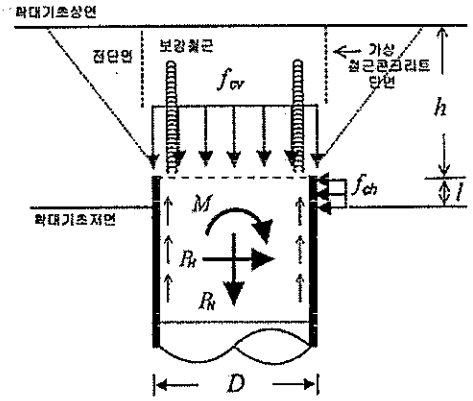
α = 4 x (D^2 + D×d + d^2) / (3 x (D^2 + d^2))

= 4 x (500.0^2 + 500.0×340.0 + 340.0^2) / (3 x (500.0^2 + 340.0^2))

= 1.953 : 전단형상계수

구 분		H(kN)	τ	τsa	비 고
COMBO 1	FIX	1.393	0.025	0.850	O.K
	HINGE	1.393	0.025	0.850	O.K
COMBO 2	FIX	2.785	0.050	0.850	O.K
	HINGE	2.785	0.050	0.850	O.K
COMBO 3	FIX	2.785	0.050	0.850	O.K
	HINGE	2.785	0.050	0.850	O.K
COMBO 4	FIX	44.194	0.796	1.250	O.K
	HINGE	44.194	0.796	1.250	O.K

6) 말뚝과 확대기초의 결합부 검토



① 압입력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수직지압응력

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

fck : 콘크리트의 설계기준강도(MPa)
PNmax : 상시와 지진시, 말뚝 머리에 작용하는 가장 큰 수직력(N)
D : 말뚝의 외경(mm)
fca : 상시,콘크리트의 허용지압응력 = 0.25fck (MPa), (해설표 참고)
fca' : 지진시, 콘크리트의 허용지압응력 = 1.33 × (0.25fck) (MPa)

-해설 표. 확대기초의 허용지압응력, fca(MPa)

설계기준강도 (fck,MPa)		21	24	27	30
허용지압응력 (fca,MPa)	상시 (fca)	5.25	6.00	6.75	7.50
	지진시 (fca')	6.98	7.98	8.98	9.98

* 수직지압응력(fcv) 검토 (상시)
fcv = 510418.2 / (π/4 x 500 ²)
= 2.600 MPa ≤ fca = 6.750 MPa ∴ O.K
* 수직지압응력(fcv) 검토 (지진시)
fcv = 821312.0 / (π/4 x 500 ²)
= 4.183 MPa ≤ fca' = 8.978 MPa ∴ O.K

b. 확대기초 콘크리트의 압발전단응력

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

τa3 : 상시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) ,(해설표 참조)
τa3' : 지진시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) ,(해설표 참조)
h : 확대기초의 유효두께 (mm)

-해설 표. 확대기초의 허용수직압발전단응력, τa3(MPa)

콘크리트의 설계기준강도 fck		21	24	27	30
허용압발 전단응력	상시 (τa3)	0.85	0.90	0.95	1.00
	지진시 (τa3')	1.131	1.197	1.264	1.330

* 압발전단응력(τv) 검토 (상시)
τv = 510418.2 / {π x (500 + 1900) x 1900 }
= 0.036 MPa ≤ τa3 = 0.950 MPa ∴ O.K
* 압발전단응력(τv) 검토 (지진시)
τv = 821312.0 / {π x (500 + 1900) x 1900 }
= 0.057 MPa ≤ τa3' = 1.264 MPa ∴ O.K

② 인발력에 대한 검토
원칙적으로 인발력에 대한 검토는 하지 않아도 된다. [도로교 설계기준 해설(하부구조편) P292]

③ 수평력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수평지압응력

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

PHmax : 상시와 지진시, 말뚝머리에 작용하는 최대 말뚝축직각방향력 (N)
l : 말뚝의 매입길이 = 100 mm

* 수평지압응력(fch) 검토 (상시)
fch = 2785.108 / (500 x 100)
= 0.056 MPa ≤ fca = 6.750 MPa ∴ O.K
* 수평지압응력(fch) 검토 (지진시)
fch = 44194.444 / (500 x 100)
= 0.884 MPa ≤ fca' = 8.978 MPa ∴ O.K

b. 확대기초 단부 말뚝에 대한 수평압발전단응력

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

h' : 수평방향의 압발전단에 저항하는 확대기초의 유효두께 (m)

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (상시)

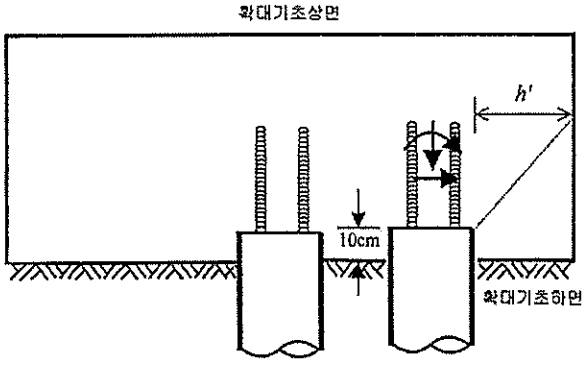
τh = 2785.108 / {400 x (200 + 500 + 800)}

= 0.005 MPa ≤ τa3 = 0.950 MPa ∴ O.K

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (지진시)

τh = 44194.444 / {400 x (200 + 500 + 800)}

= 0.074 MPa ≤ τa3' = 1.264 MPa ∴ O.K



④ 철근정착

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

fsa1 : 이형철근의 허용인장응력 (MPa) ,(해설표 참조)
Ast : 이형철근의 공칭단면적 (㎟) ,(해설표 참조)
U : 이형철근의 공칭둘레길이 (mm)
τoa : 콘크리트의 허용부착응력 (MPa) ,(해설표 참조)
d1 : 이형철근의 공칭지름 (mm)

- 해설 표. 이형철근의 허용응력, fsa1 (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, Ast(㎟)	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, τoa (MPa)

콘크리트의 설계기준강도 (fck)	21.0	24.0	27.0	30.0
이형철근과 콘크리트의 허용부착응력 (τoa)	1.4	1.6	1.7	1.8

* 철근의 정착길이

일반적으로, Lo ≥ Lomin = 35d1 로 하는 것이 좋다. Lomin = 35 x 19.1 = 668.5 mm

Lo = 150.000 x 286.500 / (1.700 x 60.000) = 421.324 (≤ 668.500)
= 668.5 (mm)

이때, 정착길이는 다음을 만족하여야 한다.

L ≥ Lo + D/2 = 668.5 + 500/2 = 918.5 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 (㎟)
A2 : 지지면적 (㎟)

* 연직지압강도
ϕVn = 0.700 x (0.85 x 27.0 x 196349.5)
= 3154355.374 N ≥ PNmax = 729094.555 N ∴ O.K

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)
bp : π × (말뚝직경 + d)

* PUNCHING 전단강도
ϕVn = 0.800 x (⅓ x √27.0 x 7382.7 x 1850)
= 18925182.566 N ≥ PNmax = 729094.555 N ∴ O.K

내진해석(옥산방향)

목 차

1. 설계대상 교량제원 및 설계상수

2. 단면특성
   2.1 상부구조
   2.2 하부구조
   2.3 질량산정
   2.4 받침상수

3. 구조해석
   3.1 모델링
   3.2 전산 입력데이터
   3.3 탄성지진 응답계수 산정

4. 고유치 해석결과
   4.1 주기 및 진동수
   4.2 질량참여율
   4.3 모드형상

5. 내진해석 결과
   5.1 받침부재력
   5.2 받침 변위
   5.3 기둥 부재력

6. 유간검토

1. 설계대상 교량제원 및 설계상수

1.1 교량형식 : BICON GIRDER 교

1.2 해석 대상 교량 총연장 :
3@50.000 + 2@40.000 = 230.000 m

1.3 교 폭 : 17.970 m

1.4 교각형식
T형교각

1.5 교각기초형식 : 말뚝기초

1.6 내진설계상수
(1) 내진등급 : 내진 1 등급교 (도로교 설계기준 p.456)
(2) 지진구역계수 : 0.11 (도로교 설계기준 p.456)
(3) 위험도계수 : I = 1.4 (도로교 설계기준 p.456)
(2) 가속도계수 : A = 0.154 (도로교 설계기준 p.455)
(3) 지반계수 : S = 1.2 (지반종류 2 , 도로교 설계기준 p.457)
(4) 응답수정계수 (도로교 설계기준 p.458)
(5) 고유치 해석방법 : Ritz Vector
(6) 받침형식 : 탄성받침

1.7 해석방법

(1) 해석방법 선정
다중모드 스펙트럼 해석
(2) 방향조합방법 : 100-30%방법

1.8 해석모델
(1) 사용프로그램 : SAP2000
(2) 모델링 : Frame요소사용
(3) 질량산정 : 1,2차 고정하중 및 자중을 각 요소에
단위길이당 분포질량으로 입력

2. 단면특성

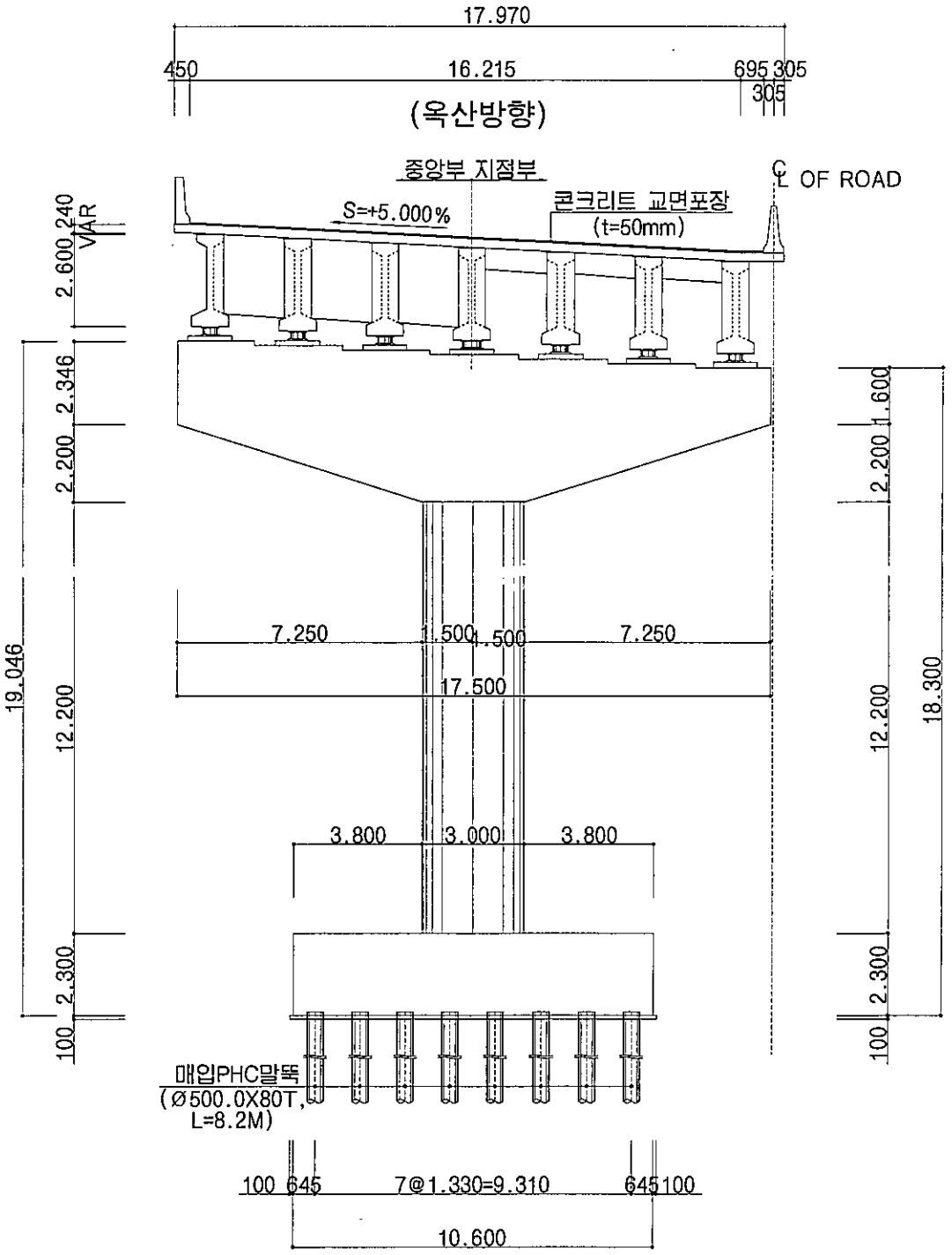
2.1 상부구조

: 상부구조는 BICON GIRDER교로 이루어져 있으며 교폭은 17.97 m이다.

상부구조의 일반도는 아래와 같다.

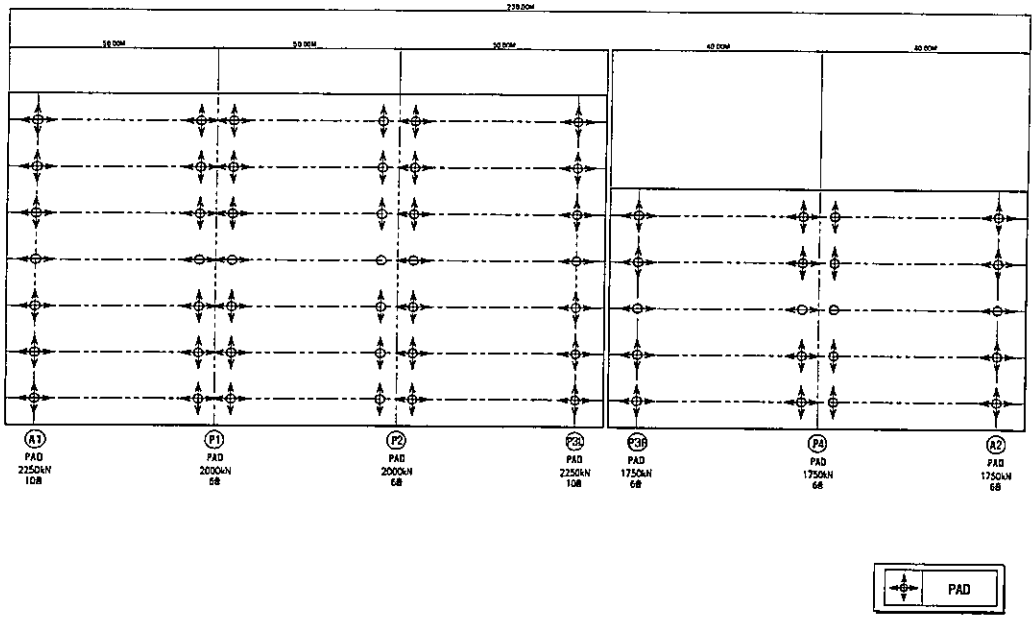
2.2 하부구조

: 하부구조는 T형교각으로 구성되어져 있으며 개략적인 제원은 다음과 같다.



2.4 적용 받침 특성

1) 받침배치



* SAP2000 NLLINK - PROPERTY

```
NLPROP
  NAME=P225H10   TYPE=Gap
    DOF=U1  KE=557600  CE=0
    DOF=U2  KE=1917  CE=0
    DOF=U3  KE=1917  CE=0
  NAME=P200H6   TYPE=Gap
    DOF=U1  KE=681800  CE=0
    DOF=U2  KE=2875  CE=0
    DOF=U3  KE=2875  CE=0
  NAME=P175H6   TYPE=Gap
    DOF=U1  KE=504200  CE=0
    DOF=U2  KE=2396  CE=0
    DOF=U3  KE=2396  CE=0
```

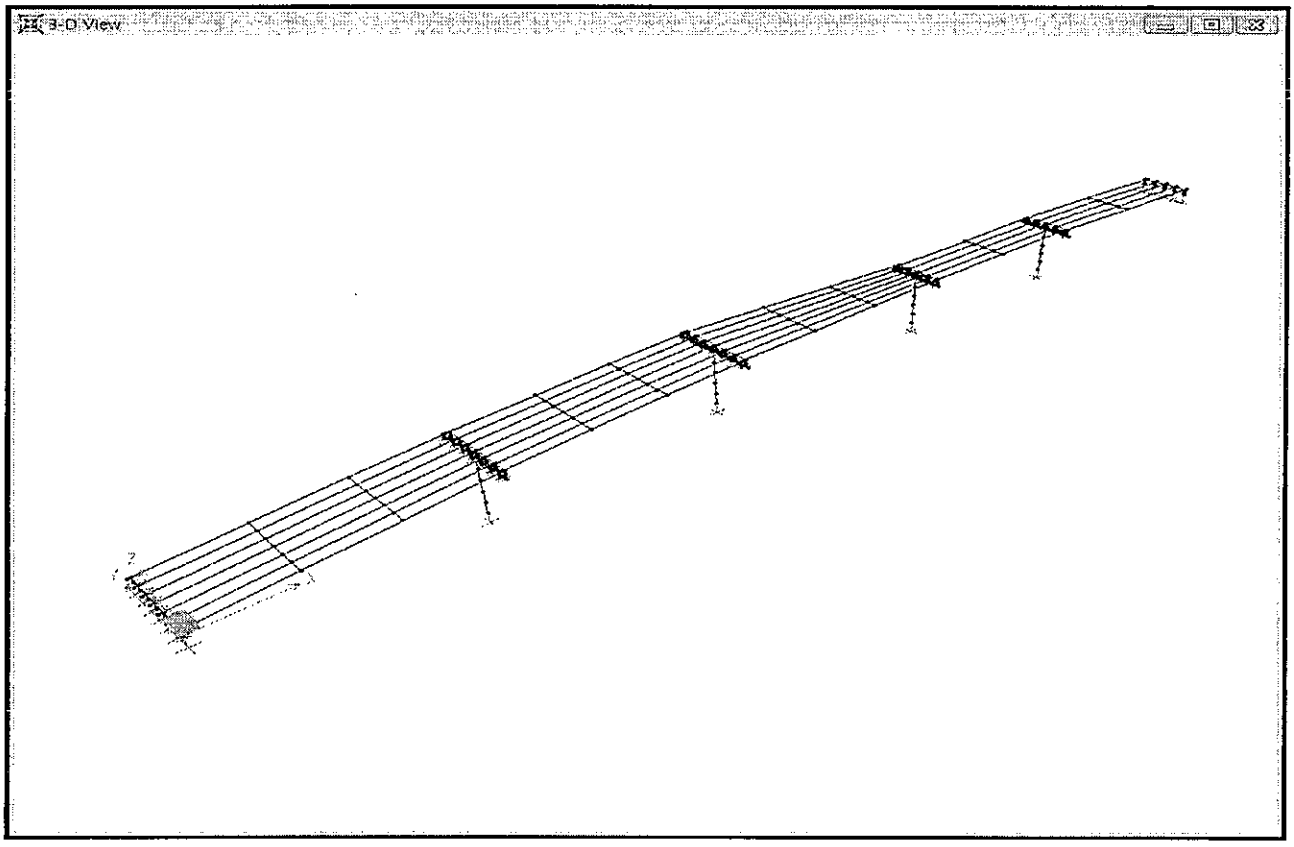
* SAP2000 NLLINK : 를 사용하여 각 받침 모델링

3. 구조해석

3.1 MODELING

병천천교(옥산방향)의 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=.6842  Y=16.7547  Z=0
 2  X=1.2416  Y=16.8025  Z=0
 3  X=17.8237  Y=18.2255  Z=0
 4  X=33.4786  Y=19.5688  Z=0
 5  X=50.0616  Y=20.9919  Z=0
 6  X=50.5531  Y=21.034  Z=0
 7  X=51.0564  Y=20.983  Z=0
 8  X=67.6875  Y=21.6158  Z=0
 9  X=83.3887  Y=22.2132  Z=0
 10  X=100.0204  Y=22.846  Z=0
 11  X=100.5174  Y=22.865  Z=0
 12  X=101.1093  Y=22.8075  Z=0
 13  X=117.6755  Y=20.8115  Z=0
 14  X=133.3157  Y=18.927  Z=0
 15  X=149.7568  Y=16.946  Z=0
 16  X=150.4752  Y=16.8595  Z=0
 17  X=.5963  Y=14.1577  Z=0
 18  X=1.1549  Y=14.2056  Z=0
 19  X=17.737  Y=15.6285  Z=0
 20  X=33.392  Y=16.9719  Z=0
 21  X=49.9749  Y=18.3949  Z=0
 22  X=50.4672  Y=18.4372  Z=0
```

23 X=50.9701 Y=18.3978 Z=0
24 X=67.6012 Y=19.0306 Z=0
25 X=83.3024 Y=19.6281 Z=0
26 X=99.934 Y=20.2609 Z=0
27 X=100.4313 Y=20.2798 Z=0
28 X=100.9887 Y=20.2345 Z=0
29 X=117.5817 Y=18.543 Z=0
30 X=133.247 Y=16.9461 Z=0
31 X=149.7354 Y=15.2653 Z=0
32 X=150.398 Y=15.1978 Z=0
33 X=.5084 Y=11.5606 Z=0
34 X=1.0682 Y=11.6087 Z=0
35 X=17.6504 Y=13.0316 Z=0
36 X=33.3053 Y=14.375 Z=0
37 X=49.8881 Y=15.798 Z=0
38 X=50.3813 Y=15.8403 Z=0
39 X=50.9001 Y=15.8141 Z=0
40 X=67.5258 Y=16.4464 Z=0
41 X=83.2217 Y=17.0434 Z=0
42 X=99.8477 Y=17.6757 Z=0
43 X=100.3453 Y=17.6947 Z=0
44 X=100.8761 Y=17.6596 Z=0
45 X=117.4903 Y=16.2737 Z=0
46 X=133.1755 Y=14.9654 Z=0
47 X=149.7059 Y=13.5865 Z=0
48 X=150.3207 Y=13.5352 Z=0
49 X=.4205 Y=8.9636 Z=0
50 X=.9814 Y=9.0117 Z=0
51 X=17.5637 Y=10.4347 Z=0
52 X=33.2187 Y=11.7781 Z=0
53 X=49.8014 Y=13.2011 Z=0
54 X=50.2954 Y=13.2435 Z=0
55 X=50.7974 Y=13.2275 Z=0
56 X=67.4287 Y=13.8603 Z=0
57 X=83.1298 Y=14.4578 Z=0
58 X=99.7614 Y=15.0906 Z=0
59 X=100.2592 Y=15.1095 Z=0
60 X=100.7717 Y=15.0832 Z=0
61 X=117.4016 Y=14.0037 Z=0
62 X=133.1014 Y=12.9846 Z=0
63 X=149.6682 Y=11.9092 Z=0
64 X=150.2435 Y=11.8719 Z=0
65 X=.3325 Y=6.3666 Z=0
66 X=.8947 Y=6.4148 Z=0
67 X=17.4771 Y=7.8378 Z=0
68 X=33.1321 Y=9.1812 Z=0
69 X=49.7147 Y=10.6042 Z=0
70 X=50.2094 Y=10.6466 Z=0
71 X=50.7111 Y=10.6423 Z=0
72 X=67.3424 Y=11.2752 Z=0
73 X=83.0435 Y=11.8726 Z=0
74 X=99.675 Y=12.5054 Z=0
75 X=100.1731 Y=12.5244 Z=0
76 X=100.6756 Y=12.5057 Z=0
77 X=117.3154 Y=11.7331 Z=0
78 X=133.0245 Y=11.0037 Z=0
79 X=149.6223 Y=10.233 Z=0
80 X=150.1662 Y=10.2078 Z=0
81 X=.2445 Y=3.7695 Z=0
82 X=.808 Y=3.8179 Z=0
83 X=17.3904 Y=5.2409 Z=0
84 X=33.0454 Y=6.5843 Z=0
85 X=49.628 Y=8.0072 Z=0
86 X=50.1235 Y=8.0498 Z=0
87 X=50.6411 Y=8.0586 Z=0
88 X=67.2669 Y=8.691 Z=0
89 X=82.9628 Y=9.2879 Z=0
90 X=99.5887 Y=9.9203 Z=0
91 X=100.087 Y=9.9392 Z=0
92 X=100.5878 Y=9.9276 Z=0
93 X=117.2319 Y=9.462 Z=0
94 X=132.945 Y=9.0224 Z=0
95 X=149.568 Y=8.5574 Z=0
96 X=150.0889 Y=8.5428 Z=0
97 X=.1565 Y=1.1725 Z=0
98 X=.7213 Y=1.221 Z=0
99 X=17.3038 Y=2.644 Z=0
J1 X=50.2976 Y=13.1966 Z=-1.4
J2 X=100.2596 Y=15.0737 Z=-1.4
J3 X=150.229 Y=11.8765 Z=-1.4
J4 X=190.2322 Y=9.7265 Z=-1.4
100 X=32.9588 Y=3.9873 Z=0
101 X=49.5412 Y=5.4103 Z=0
102 X=50.0376 Y=5.4529 Z=0
103 X=50.5384 Y=5.472 Z=0
104 X=67.1698 Y=6.1049 Z=0
105 X=82.871 Y=6.7023 Z=0
106 X=99.5024 Y=7.3351 Z=0
107 X=100.001 Y=7.3541 Z=0

108 X=100.5018 Y=7.3494 Z=0
109 X=117.1444 Y=7.1906 Z=0
110 X=132.8562 Y=7.0407 Z=0
111 X=149.4989 Y=6.882 Z=0
112 X=150.0116 Y=6.8771 Z=0
113 X=150.4453 Y=16.8325 Z=0
114 X=150.9543 Y=16.8058 Z=0
115 X=170.4272 Y=15.7831 Z=0
116 X=189.9001 Y=14.7604 Z=0
117 X=190.3995 Y=14.7342 Z=0
118 X=190.8978 Y=14.7035 Z=0
119 X=210.3178 Y=12.9406 Z=0
120 X=229.7376 Y=11.1778 Z=0
121 X=230.2751 Y=11.129 Z=0
122 X=150.3617 Y=14.3334 Z=0
123 X=150.8708 Y=14.3067 Z=0
124 X=170.3438 Y=13.284 Z=0
125 X=189.8167 Y=12.2613 Z=0
126 X=190.3161 Y=12.2351 Z=0
127 X=190.8142 Y=12.2008 Z=0
128 X=210.2342 Y=10.438 Z=0
129 X=229.654 Y=8.6751 Z=0
130 X=230.1918 Y=8.6263 Z=0
131 X=150.2781 Y=11.8344 Z=0
132 X=150.7874 Y=11.8076 Z=0
133 X=170.2603 Y=10.7849 Z=0
134 X=189.7332 Y=9.7623 Z=0
135 X=190.2326 Y=9.736 Z=0
136 X=190.7306 Y=9.6981 Z=0
137 X=210.1506 Y=7.9353 Z=0
138 X=229.5704 Y=6.1724 Z=0
139 X=230.1085 Y=6.1236 Z=0
140 X=150.1945 Y=9.3353 Z=0
141 X=150.7039 Y=9.3086 Z=0
142 X=170.1768 Y=8.2859 Z=0
143 X=189.6497 Y=7.2632 Z=0
144 X=190.1492 Y=7.237 Z=0
145 X=190.647 Y=7.1954 Z=0
146 X=210.0669 Y=5.4326 Z=0
147 X=229.4868 Y=3.6697 Z=0
148 X=230.0252 Y=3.6208 Z=0
149 X=150.1109 Y=6.8363 Z=0
150 X=150.6204 Y=6.8095 Z=0
151 X=170.0934 Y=5.7868 Z=0
152 X=189.5663 Y=4.7641 Z=0
153 X=190.0658 Y=4.7379 Z=0
154 X=190.5634 Y=4.6927 Z=0
155 X=209.9833 Y=2.9299 Z=0
156 X=229.4033 Y=1.167 Z=0
157 X=229.9419 Y=1.1181 Z=0
158 X=1.2416 Y=16.8025 Z=-1
159 X=1.1549 Y=14.2056 Z=-1
160 X=1.0682 Y=11.6087 Z=-1
161 X=.9814 Y=9.0117 Z=-1
162 X=.8947 Y=6.4148 Z=-1
163 X=.808 Y=3.8179 Z=-1
164 X=.7213 Y=1.221 Z=-1
165 X=50.0616 Y=20.9919 Z=-1
166 X=49.9749 Y=18.3949 Z=-1
167 X=49.8881 Y=15.798 Z=-1
168 X=49.8014 Y=13.2011 Z=-1
169 X=49.7147 Y=10.6042 Z=-1
170 X=49.628 Y=8.0072 Z=-1
171 X=49.5412 Y=5.4103 Z=-1
172 X=51.0564 Y=20.983 Z=-1
173 X=50.9701 Y=18.3978 Z=-1
174 X=50.9001 Y=15.8141 Z=-1
175 X=50.7974 Y=13.2275 Z=-1
176 X=50.7111 Y=10.6423 Z=-1
177 X=50.6411 Y=8.0586 Z=-1
178 X=50.5384 Y=5.472 Z=-1
179 X=100.0204 Y=22.846 Z=-1
180 X=99.934 Y=20.2609 Z=-1
181 X=99.8477 Y=17.6757 Z=-1
182 X=99.7614 Y=15.0906 Z=-1
183 X=99.675 Y=12.5054 Z=-1
184 X=99.5887 Y=9.9203 Z=-1
185 X=99.5024 Y=7.3351 Z=-1
186 X=101.1093 Y=22.8075 Z=-1
187 X=100.9887 Y=20.2345 Z=-1
188 X=100.8761 Y=17.6596 Z=-1
189 X=100.7717 Y=15.0832 Z=-1
190 X=100.6756 Y=12.5057 Z=-1
191 X=100.5878 Y=9.9276 Z=-1
192 X=100.5018 Y=7.3494 Z=-1
193 X=149.7568 Y=16.946 Z=-1
194 X=149.7354 Y=15.2653 Z=-1
195 X=149.7059 Y=13.5865 Z=-1
196 X=149.6682 Y=11.9092 Z=-1

197 X=149.6223 Y=10.233 Z=-1
198 X=149.568 Y=8.5574 Z=-1
199 X=149.4989 Y=6.882 Z=-1
200 X=150.9543 Y=16.8058 Z=-1
201 X=150.8708 Y=14.3067 Z=-1
202 X=150.7874 Y=11.8076 Z=-1
203 X=150.7039 Y=9.3086 Z=-1
204 X=150.6204 Y=6.8095 Z=-1
205 X=189.9001 Y=14.7604 Z=-1
206 X=189.8167 Y=12.2613 Z=-1
207 X=189.7332 Y=9.7623 Z=-1
208 X=189.6497 Y=7.2632 Z=-1
209 X=189.5663 Y=4.7641 Z=-1
210 X=190.8978 Y=14.7035 Z=-1
211 X=190.8142 Y=12.2008 Z=-1
212 X=190.7306 Y=9.6981 Z=-1
213 X=190.647 Y=7.1954 Z=-1
214 X=190.5634 Y=4.6927 Z=-1
215 X=229.7376 Y=11.1778 Z=-1
216 X=229.654 Y=8.6751 Z=-1
217 X=229.5704 Y=6.1724 Z=-1
218 X=229.4868 Y=3.6697 Z=-1
219 X=229.4033 Y=1.167 Z=-1
220 X=1.2416 Y=16.8025 Z=-1.4
221 X=1.1549 Y=14.2056 Z=-1.4
222 X=1.0682 Y=11.6087 Z=-1.4
223 X=.9814 Y=9.0117 Z=-1.4
224 X=.8947 Y=6.4148 Z=-1.4
225 X=.808 Y=3.8179 Z=-1.4
226 X=.7213 Y=1.221 Z=-1.4
227 X=229.7376 Y=11.1778 Z=-1.4
228 X=229.654 Y=8.6751 Z=-1.4
229 X=229.5704 Y=6.1724 Z=-1.4
230 X=229.4868 Y=3.6697 Z=-1.4
231 X=229.4033 Y=1.167 Z=-1.4
232 X=50.5896 Y=21.9418 Z=-1.4
233 X=50.5582 Y=20.9993 Z=-1.4
234 X=50.5574 Y=20.9753 Z=-1.4
235 X=50.514 Y=19.677 Z=-1.4
236 X=50.4718 Y=18.4147 Z=-1.4
237 X=50.4706 Y=18.3788 Z=-1.4
238 X=50.4273 Y=17.0795 Z=-1.4
239 X=50.3856 Y=15.8312 Z=-1.4
240 X=50.3839 Y=15.7812 Z=-1.4
241 X=50.3476 Y=14.6958 Z=-1.4
242 X=50.3419 Y=14.5249 Z=-1.4
243 X=50.3405 Y=14.4829 Z=-1.4
244 X=50.2991 Y=13.2436 Z=-1.4
246 X=50.2972 Y=13.1847 Z=-1.4
247 X=50.2538 Y=11.8864 Z=-1.4
248 X=50.2532 Y=11.8684 Z=-1.4
249 X=50.2475 Y=11.6975 Z=-1.4
250 X=50.2128 Y=10.6591 Z=-1.4
251 X=50.2104 Y=10.5871 Z=-1.4
252 X=50.1671 Y=9.2888 Z=-1.4
253 X=50.1265 Y=8.0755 Z=-1.4
254 X=50.1237 Y=7.9905 Z=-1.4
255 X=50.0804 Y=6.6923 Z=-1.4
256 X=50.0402 Y=5.4889 Z=-1.4
257 X=50.037 Y=5.394 Z=-1.4
258 X=50.0055 Y=4.4515 Z=-1.4
259 X=50.2976 Y=13.1966 Z=-16.5999
260 X=50.0616 Y=20.9919 Z=-1.4
261 X=49.9749 Y=18.3949 Z=-1.4
262 X=49.8881 Y=15.798 Z=-1.4
263 X=49.8014 Y=13.2011 Z=-1.4
264 X=49.7147 Y=10.6042 Z=-1.4
265 X=49.628 Y=8.0072 Z=-1.4
266 X=49.5412 Y=5.4103 Z=-1.4
267 X=51.0564 Y=20.983 Z=-1.4
268 X=50.9701 Y=18.3978 Z=-1.4
269 X=50.9001 Y=15.8141 Z=-1.4
270 X=50.7974 Y=13.2275 Z=-1.4
271 X=50.7111 Y=10.6423 Z=-1.4
272 X=50.6411 Y=8.0586 Z=-1.4
273 X=50.5384 Y=5.472 Z=-1.4
274 X=100.5517 Y=23.8189 Z=-1.4
275 X=100.5186 Y=22.8294 Z=-1.4
276 X=100.5186 Y=22.8274 Z=-1.4
277 X=100.4752 Y=21.5301 Z=-1.4
278 X=100.4326 Y=20.2528 Z=-1.4
279 X=100.4323 Y=20.2438 Z=-1.4
280 X=100.3889 Y=18.9456 Z=-1.4
281 X=100.3466 Y=17.6773 Z=-1.4
282 X=100.346 Y=17.6593 Z=-1.4
283 X=100.3097 Y=16.5729 Z=-1.4
284 X=100.304 Y=16.402 Z=-1.4
285 X=100.3026 Y=16.36 Z=-1.4
286 X=100.2605 Y=15.0997 Z=-1.4

288 X=100.2162 Y=13.7745 Z=-1.4
289 X=100.2153 Y=13.7455 Z=-1.4
290 X=100.2095 Y=13.5746 Z=-1.4
291 X=100.1744 Y=12.5222 Z=-1.4
292 X=100.1733 Y=12.4882 Z=-1.4
293 X=100.1299 Y=11.1899 Z=-1.4
294 X=100.0883 Y=9.9436 Z=-1.4
295 X=100.087 Y=9.9036 Z=-1.4
296 X=100.0436 Y=8.6043 Z=-1.4
297 X=100.0022 Y=7.366 Z=-1.4
298 X=100.0006 Y=7.3181 Z=-1.4
299 X=99.9676 Y=6.3286 Z=-1.4
300 X=100.2596 Y=15.0737 Z=-16.3
301 X=100.0204 Y=22.846 Z=-1.4
302 X=99.934 Y=20.2609 Z=-1.4
303 X=99.8477 Y=17.6757 Z=-1.4
304 X=99.7614 Y=15.0906 Z=-1.4
305 X=99.675 Y=12.5054 Z=-1.4
306 X=99.5887 Y=9.9203 Z=-1.4
307 X=99.5024 Y=7.3351 Z=-1.4
308 X=101.1093 Y=22.8075 Z=-1.4
309 X=100.9887 Y=20.2345 Z=-1.4
310 X=100.8761 Y=17.6596 Z=-1.4
311 X=100.7717 Y=15.0832 Z=-1.4
312 X=100.6756 Y=12.5057 Z=-1.4
313 X=100.5878 Y=9.9276 Z=-1.4
314 X=100.5018 Y=7.3494 Z=-1.4
315 X=150.4292 Y=17.8731 Z=-1.4
316 X=150.3976 Y=16.9246 Z=-1.4
317 X=150.3942 Y=16.8247 Z=-1.4
318 X=150.3695 Y=16.0851 Z=-1.4
319 X=150.3525 Y=15.5754 Z=-1.4
320 X=150.3415 Y=15.2456 Z=-1.4
321 X=150.3134 Y=14.406 Z=-1.4
322 X=150.3107 Y=14.3251 Z=-1.4
323 X=150.2854 Y=13.5675 Z=-1.4
324 X=150.269 Y=13.0758 Z=-1.4
325 X=150.2674 Y=13.0258 Z=-1.4
326 X=150.263 Y=12.8949 Z=-1.4
327 X=150.2574 Y=12.729 Z=-1.4
328 X=150.2294 Y=11.8904 Z=-1.4
330 X=150.2273 Y=11.8265 Z=-1.4
331 X=150.2015 Y=11.0529 Z=-1.4
332 X=150.195 Y=10.858 Z=-1.4
333 X=150.190[illegible] Y=10.7271 Z=-1.4
334 X=150.185[illegible] Y=10.5772 Z=-1.4
335 X=150.1735 Y=10.2144 Z=-1.4
336 X=150.1455 Y=9.3768 Z=-1.4
337 X=150.1438 Y=9.3269 Z=-1.4
338 X=150.1175 Y=8.5393 Z=-1.4
339 X=150.1021 Y=8.0776 Z=-1.4
340 X=150.0895 Y=7.7008 Z=-1.4
341 X=150.0615 Y=6.8632 Z=-1.4
342 X=150.0604 Y=6.8283 Z=-1.4
343 X=150.0287 Y=5.8798 Z=-1.4
344 X=150.229 Y=11.8765 Z=-15.1249
345 X=149.7568 Y=16.946 Z=-1.4
346 X=149.7354 Y=15.2653 Z=-1.4
347 X=149.7059 Y=13.5865 Z=-1.4
348 X=149.6682 Y=11.9092 Z=-1.4
349 X=149.6223 Y=10.233 Z=-1.4
350 X=149.568 Y=8.5574 Z=-1.4
351 X=149.4989 Y=6.882 Z=-1.4
352 X=150.9543 Y=16.8058 Z=-1.4
353 X=150.8708 Y=14.3067 Z=-1.4
354 X=150.7874 Y=11.8076 Z=-1.4
355 X=150.7039 Y=9.3086 Z=-1.4
356 X=150.6204 Y=6.8095 Z=-1.4
357 X=190.4324 Y=15.7232 Z=-1.4
358 X=190.3997 Y=14.7437 Z=-1.4
359 X=190.3989 Y=14.7197 Z=-1.4
360 X=190.358 Y=13.4944 Z=-1.4
361 X=190.3163 Y=12.2451 Z=-1.4
362 X=190.3154 Y=12.2171 Z=-1.4
363 X=190.2745 Y=10.9948 Z=-1.4
364 X=190.2706 Y=10.8759 Z=-1.4
365 X=190.2662 Y=10.7449 Z=-1.4
366 X=190.2328 Y=9.7455 Z=-1.4
368 X=190.2318 Y=9.7145 Z=-1.4
369 X=190.1982 Y=8.7081 Z=-1.4
370 X=190.1938 Y=8.5771 Z=-1.4
371 X=190.1911 Y=8.4962 Z=-1.4
372 X=190.1494 Y=7.2469 Z=-1.4
373 X=190.1482 Y=7.2119 Z=-1.4
374 X=190.1076 Y=5.9966 Z=-1.4
375 X=190.0659 Y=4.7473 Z=-1.4
376 X=190.0646 Y=4.7093 Z=-1.4
377 X=190.0319 Y=3.7298 Z=-1.4
378 X=190.2322 Y=9.7265 Z=-14.425

```
  379 X=189.9001 Y=14.7604 Z=-1.4
  380 X=189.8167 Y=12.2613 Z=-1.4
  381 X=189.7332 Y=9.7623 Z=-1.4
  382 X=189.6497 Y=7.2632 Z=-1.4
  383 X=189.5663 Y=4.7641 Z=-1.4
  384 X=190.8978 Y=14.7035 Z=-1.4
  385 X=190.8142 Y=12.2008 Z=-1.4
  386 X=190.7306 Y=9.6981 Z=-1.4
  387 X=190.647 Y=7.1954 Z=-1.4
  388 X=190.5634 Y=4.6927 Z=-1.4
  389 X=50.2976 Y=13.1966 Z=-4.43998
  390 X=50.2976 Y=13.1966 Z=-7.47996
  391 X=50.2976 Y=13.1966 Z=-10.51994
  392 X=50.2976 Y=13.1966 Z=-13.55992
  393 X=100.2596 Y=15.0737 Z=-4.38
  394 X=100.2596 Y=15.0737 Z=-7.36
  395 X=100.2596 Y=15.0737 Z=-10.34
  396 X=100.2596 Y=15.0737 Z=-13.32
  397 X=150.229 Y=11.8765 Z=-4.14498
  398 X=150.229 Y=11.8765 Z=-6.88996
  399 X=150.229 Y=11.8765 Z=-9.63494
  400 X=150.229 Y=11.8765 Z=-12.37992
  401 X=190.2322 Y=9.7265 Z=-4.005
  402 X=190.2322 Y=9.7265 Z=-6.61
  403 X=190.2322 Y=9.7265 Z=-9.215
  404 X=190.2322 Y=9.7265 Z=-11.82

 RESTRAINT
  ADD=220 DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3
  ADD=221 DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3
  ADD=222 DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3
  ADD=223 DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3
  ADD=224 DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3
  ADD=225 DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3
  ADD=226 DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3
  ADD=227 DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3
  ADD=228 DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3
  ADD=229 DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3
  ADD=230 DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3
  ADD=231 DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3
  ADD=259 DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3
  ADD=300 DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3
  ADD=344 DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3
  ADD=378 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=CONC IDES=C
   T=0 E=2.8E+07 U=.2 A=.0000099

 FRAME SECTION
  NAME=GIRDER01 MAT=CONC02 MPL=5.4214 WPL=53.16577 A=1.55048 J=.0273385 I=1.80448,.282746 AS=0,0 T=1,1
  NAME=GIRDER02 MAT=CONC02 MPL=5.4214 WPL=53.16577 A=1.60232 J=.0283339 I=1.86413,.361243 AS=0,0 T=1,1
  NAME=GIRDER03 MAT=CONC02 MPL=5.4214 WPL=53.16577 A=1.60232 J=.0283339 I=1.86413,.361243 AS=0,0 T=1,1
  NAME=GIRDER04 MAT=CONC02 MPL=5.4214 WPL=53.16577 A=1.60232 J=.0283339 I=1.86413,.361243 AS=0,0 T=1,1
```

NAME=GIRDER05 MAT=CONC02 MPL=5.4214 WPL=53.16577 A=1.60232 J=.0283339 I=1.86413,.361243 AS=0,0 T=1,1
NAME=GIRDER06 MAT=CONC02 MPL=5.4214 WPL=53.16577 A=1.60232 J=.0283339 I=1.86413,.361243 AS=0,0 T=1,1
NAME=GIRDER07 MAT=CONC02 MPL=5.4214 WPL=53.16577 A=1.63472 J=.0289561 I=1.8995,.418359 AS=0,0 T=1,1
NAME=GIRDER08 MAT=CONC02 MPL=4.886077 WPL=47.91605 A=1.36984 J=.0245145 I=.785599,.269745 AS=0,0 T=1,1
NAME=GIRDER09 MAT=CONC02 MPL=4.886077 WPL=47.91605 A=1.41304 J=.025344 I=.80918,.331994 AS=0,0 T=1,1
NAME=GIRDER10 MAT=CONC02 MPL=4.886077 WPL=47.91605 A=1.41304 J=.025344 I=.80918,.331994 AS=0,0 T=1,1
NAME=GIRDER11 MAT=CONC02 MPL=4.886077 WPL=47.91605 A=1.41304 J=.025344 I=.80918,.331994 AS=0,0 T=1,1
NAME=GIRDER12 MAT=CONC02 MPL=4.886077 WPL=47.91605 A=1.44652 J=.0259869 I=.826495,.387621 AS=0,0 T=1,1
NAME=CROSS01 MAT=CONC01 A=.78 J=.021699 I=.4394,.00585 AS=0,0 T=1,1
NAME=RIGID MAT=RIGID A=10 J=10 I=100,100 AS=1000,1000 T=1,1
NAME=P02COPP01 MAT=P02CONC1 SH=R T=1.6,3.5 A=5.6 J=3.407419 I=1.194667,5.716667 AS=4.666667,4.666667
NAME=P02COPP02 MAT=P02CONC1 SH=R T=1.886,3.5 A=6.601 J=5.188279 I=1.956644,6.738521 AS=5.500834,5.500834
NAME=P02COPP03 MAT=P02CONC1 SH=R T=1.915,3.5 A=6.7025 J=5.39009 I=2.048298,6.842135 AS=5.585417,5.585417
NAME=P02COPP04 MAT=P02CONC1 SH=R T=2.346,3.5 A=8.211 J=8.809586 I=3.765918,8.382063 AS=6.8425,6.8425
NAME=P02COPP05 MAT=P02CONC1 SH=R T=2.387,3.5 A=8.3545 J=9.172687 I=3.966834,8.528552 AS=6.962083,6.962083
NAME=P02COPP06 MAT=P02CONC1 SH=R T=2.632,3.5 A=9.212 J=11.46264 I=5.317953,9.403916 AS=7.676667,7.676667
NAME=P02COPP07 MAT=P02CONC1 SH=R T=2.639,3.5 A=9.2365 J=11.53095 I=5.360496,9.428927 AS=7.697083,7.697083
NAME=P02COPP08 MAT=P02CONC1 SH=R T=2.781,3.5 A=9.7335 J=12.94909 I=6.273209,9.936281 AS=8.11125,8.11125
NAME=P02COPP09 MAT=P02CONC1 SH=R T=2.807,3.5 A=9.8245 J=13.21536 I=6.450807,10.02918 AS=8.187083,8.187083
NAME=P02COPP10 MAT=P02CONC1 SH=R T=3.034,3.5 A=10.619 J=15.62617 I=8.145796,10.84023 AS=8.849167,8.849167
NAME=P02COPP11 MAT=P02CONC1 SH=R T=3.175,3.5 A=11.1125 J=17.20457 I=9.335079,11.34401 AS=9.260417,9.260417
NAME=P02COPP12 MAT=P02CONC1 SH=R T=3.289,3.5 A=11.5115 J=18.53159 I=10.37716,11.75132 AS=9.592916,9.592916
NAME=P02COPP13 MAT=P02CONC1 SH=R T=3.3,3.5 A=11.55 J=18.66229 I=10.48162,11.79062 AS=9.625,9.625
NAME=P02COPP14 MAT=P02CONC1 SH=R T=3.567,3.5 A=12.4845 J=21.89953 I=13.2372,12.74459 AS=10.40375,10.40375
NAME=P02COPP15 MAT=P02CONC1 SH=R T=3.697,3.5 A=12.9395 J=23.43269 I=14.73788,13.20907 AS=10.78292,10.78292
NAME=P02COPP16 MAT=P02CONC1 SH=R T=3.719,3.5 A=13.0165 J=23.69763 I=15.00256,13.28768 AS=10.84708,10.84708
NAME=P02COPP17 MAT=P02CONC1 SH=R T=3.946,3.5 A=13.811 J=26.50717 I=17.92083,14.09873 AS=11.50917,11.50917
NAME=P02COPP18 MAT=P02CONC1 SH=R T=3.961,3.5 A=13.8635 J=26.69706 I=18.12597,14.15232 AS=11.55292,11.55292
NAME=P02COPP19 MAT=P02CONC1 SH=R T=4.035,3.5 A=14.1225 J=27.6404 I=19.16097,14.41672 AS=11.76875,11.76875
NAME=P02COPP20 MAT=P02CONC1 SH=R T=4.162,3.5 A=14.567 J=29.28212 I=21.02776,14.87048 AS=12.13917,12.13917
NAME=P02COPP21 MAT=P02CONC1 SH=R T=4.29,3.5 A=15.015 J=30.96159 I=23.02813,15.32781 AS=12.5125,12.5125
NAME=P02COLUP MAT=P02CONC2 A=7.06858 J=7.95216 I=3.97608,3.97608 AS=0,0 T=1,1
NAME=P02COLDN MAT=P02CONC2 A=7.06858 J=7.95216 I=3.97608,3.97608 AS=0,0 T=1,1
NAME=P02FOOT MAT=P02CONC3 SH=R T=10.6,10.6 A=112.36 J=1777.989 I=1052.064,1052.064 AS=93.63333,93.63333
NAME=P03COPP01 MAT=P03CONC1 SH=R T=1.6,3.5 A=5.6 J=3.407419 I=1.194667,5.716667 AS=4.666667,4.666667
NAME=P03COPP02 MAT=P03CONC1 SH=R T=1.9,3.5 A=6.65 J=5.285232 I=2.000542,6.788542 AS=5.541667,5.541667
NAME=P03COPP03 MAT=P03CONC1 SH=R T=1.915,3.5 A=6.7025 J=5.39009 I=2.048298,6.842135 AS=5.585417,5.585417
NAME=P03COPP04 MAT=P03CONC1 SH=R T=2.291,3.5 A=8.0185 J=8.332137 I=3.507212,8.185552 AS=6.682083,6.682083
NAME=P03COPP05 MAT=P03CONC1 SH=R T=2.35,3.5 A=8.225 J=8.844743 I=3.785213,8.396354 AS=6.854167,6.854167
NAME=P03COPP06 MAT=P03CONC1 SH=R T=2.65,3.5 A=9.275 J=11.63859 I=5.427807,9.468229 AS=7.729167,7.729167
NAME=P03COPP07 MAT=P03CONC1 SH=R T=2.793,3.5 A=9.7755 J=13.07174 I=6.354767,9.979156 AS=8.14625,8.14625
NAME=P03COPP08 MAT=P03CONC1 SH=R T=2.805,3.5 A=9.8175 J=13.19481 I=6.437028,10.02203 AS=8.18125,8.18125
NAME=P03COPP09 MAT=P03CONC1 SH=R T=2.916,3.5 A=10.206 J=14.35361 I=7.231849,10.41862 AS=8.505,8.505
NAME=P03COPP10 MAT=P03CONC1 SH=R T=3.304,3.5 A=11.564 J=18.70993 I=10.51979,11.80492 AS=9.636666,9.636666
NAME=P03COPP11 MAT=P03CONC1 SH=R T=3.307,3.5 A=11.5745 J=18.74571 I=10.54847,11.81564 AS=9.645416,9.645416
NAME=P03COPP12 MAT=P03CONC1 SH=R T=3.312,3.5 A=11.592 J=18.80543 I=10.59639,11.8335 AS=9.66,9.66
NAME=P03COPP13 MAT=P03CONC1 SH=R T=3.701,3.5 A=12.9535 J=23.48075 I=14.78577,13.22336 AS=10.79458,10.79458
NAME=P03COPP14 MAT=P03CONC1 SH=R T=3.706,3.5 A=12.971 J=23.5409 I=14.84578,13.24123 AS=10.80917,10.80917
NAME=P03COPP15 MAT=P03CONC1 SH=R T=3.717,3.5 A=13.0095 J=23.67349 I=14.97837,13.28053 AS=10.84125,10.84125
NAME=P03COPP16 MAT=P03CONC1 SH=R T=3.958,3.5 A=13.853 J=26.65905 I=18.08482,14.1416 AS=11.54417,11.54417
NAME=P03COPP17 MAT=P03CONC1 SH=R T=3.963,3.5 A=13.8705 J=26.72242 I=18.15344,14.15947 AS=11.55875,11.55875
NAME=P03COPP18 MAT=P03CONC1 SH=R T=4.036,3.5 A=14.126 J=27.65322 I=19.17522,14.42029 AS=11.77167,11.77167
NAME=P03COPP19 MAT=P03CONC1 SH=R T=4.165,3.5 A=14.5775 J=29.32122 I=21.07327,14.8812 AS=12.14792,12.14792
NAME=P03COPP20 MAT=P03CONC1 SH=R T=4.293,3.5 A=15.0255 J=31.00122 I=23.07648,15.33853 AS=12.52125,12.52125
NAME=P03COLUP MAT=P03CONC2 A=7.06858 J=7.95216 I=3.97608,3.97608 AS=0,0 T=1,1
NAME=P03COLDN MAT=P03CONC2 A=7.06858 J=7.95216 I=3.97608,3.97608 AS=0,0 T=1,1
NAME=P03FOOT MAT=P03CONC3 SH=R T=10.6,10.6 A=112.36 J=1777.989 I=1052.064,1052.064 AS=93.63333,93.63333
NAME=P04COPP01 MAT=P04CONC1 SH=R T=1.25,3 A=3.75 J=1.441718 I=.4882813,2.8125 AS=3.125,3.125
NAME=P04COPP02 MAT=P04CONC1 SH=R T=1.641,3 A=4.923 J=2.907541 I=1.104754,3.69225 AS=4.1025,4.1025
NAME=P04COPP03 MAT=P04CONC1 SH=R T=1.655,3 A=4.965 J=2.969772 I=1.133272,3.72375 AS=4.1375,4.1375
NAME=P04COPP04 MAT=P04CONC1 SH=R T=1.733,3 A=5.199 J=3.32813 I=1.301175,3.89925 AS=4.3325,4.3325
NAME=P04COPP05 MAT=P04CONC1 SH=R T=2.001,3 A=6.003 J=4.700811 I=2.003001,4.50225 AS=5.0025,5.0025
NAME=P04COPP06 MAT=P04CONC1 SH=R T=2.124,3 A=6.372 J=5.397628 I=2.395541,4.779 AS=5.31,5.31
NAME=P04COPP07 MAT=P04CONC1 SH=R T=2.166,3 A=6.498 J=5.644333 I=2.540478,4.8735 AS=5.415,5.415
NAME=P04COPP08 MAT=P04CONC1 SH=R T=2.22,3 A=6.66 J=5.967793 I=2.735262,4.995 AS=5.55,5.55
NAME=P04COPP09 MAT=P04CONC1 SH=R T=2.41,3 A=7.23 J=7.159237 I=3.49938,5.4225 AS=6.025,6.025
NAME=P04COPP10 MAT=P04CONC1 SH=R T=2.471,3 A=7.413 J=7.558747 I=3.771883,5.55975 AS=6.1775,6.1775
NAME=P04COPP11 MAT=P04CONC1 SH=R T=2.597,3 A=7.791 J=8.409971 I=4.378808,5.84325 AS=6.4925,6.4925
NAME=P04COPP12 MAT=P04CONC1 SH=R T=2.733,3 A=8.199 J=9.370074 I=5.103392,6.14925 AS=6.8325,6.8325
NAME=P04COPP13 MAT=P04CONC1 SH=R T=2.735,3 A=8.205 J=9.384538 I=5.114604,6.15375 AS=6.8375,6.8375
NAME=P04COPP14 MAT=P04CONC1 SH=R T=2.756,3 A=8.268 J=9.537038 I=5.233325,6.201 AS=6.89,6.89
NAME=P04COPP15 MAT=P04CONC1 SH=R T=2.995,3 A=8.985 J=11.36705 I=6.716306,6.73875 AS=7.4875,7.4875
NAME=P04COPP16 MAT=P04CONC1 SH=R T=3.028,3 A=9.084 J=11.60779 I=6.94077,6.813 AS=7.57,7.57
NAME=P04COPP17 MAT=P04CONC1 SH=R T=3.185,3 A=9.555 J=12.77076 I=8.077339,7.16625 AS=7.9625,7.9625
NAME=P04COPP18 MAT=P04CONC1 SH=R T=3.335,3 A=10.005 J=13.93316 I=9.273155,7.50375 AS=8.3375,8.3375
NAME=P04COPP19 MAT=P04CONC1 SH=R T=3.341,3 A=10.023 J=13.98052 I=9.323296,7.51725 AS=8.3525,8.3525
NAME=P04COPP20 MAT=P04CONC1 SH=R T=3.397,3 A=10.191 J=14.42524 I=9.800013,7.64325 AS=8.4925,8.4925
NAME=P04COPP21 MAT=P04CONC1 SH=R T=3.481,3 A=10.443 J=15.10097 I=10.54513,7.83225 AS=8.7025,8.7025
NAME=P04COPP22 MAT=P04CONC1 SH=R T=3.544,3 A=10.632 J=15.61384 I=11.1281,7.974 AS=8.86,8.86
NAME=P04COPP23 MAT=P04CONC1 SH=R T=3.565,3 A=10.695 J=15.78584 I=11.3271,8.02125 AS=8.9125,8.9125
NAME=P04COLUP MAT=P04CONC2 A=4.15476 J=2.74733 I=1.37367,1.37367 AS=0,0 T=1,1
NAME=P04COLDN MAT=P04CONC2 A=4.15476 J=2.74733 I=1.37367,1.37367 AS=0,0 T=1,1
NAME=P04FOOT MAT=P04CONC3 SH=R T=8.8,8.8 A=77.44 J=844.571 I=499.7461,499.7461 AS=64.53333,64.53333
NAME=P05COPP01 MAT=P05CONC1 SH=R T=1.05,2.5 A=2.625 J=.7100931 I=.2411719,1.367188 AS=2.1875,2.1875
NAME=P05COPP02 MAT=P05CONC1 SH=R T=1.394,2.5 A=3.485 J=1.470786 I=.5643481,1.815104 AS=2.904167,2.904167
NAME=P05COPP03 MAT=P05CONC1 SH=R T=1.407,2.5 A=3.5175 J=1.505027 I=.5802846,1.832031 AS=2.93125,2.93125
NAME=P05COPP04 MAT=P05CONC1 SH=R T=1.533,2.5 A=3.8325 J=1.856091 I=.7505597,1.996094 AS=3.19375,3.19375
NAME=P05COPP05 MAT=P05CONC1 SH=R T=1.845,2.5 A=4.6125 J=2.860489 I=1.308422,2.402344 AS=3.84375,3.84375
NAME=P05COPP06 MAT=P05CONC1 SH=R T=1.877,2.5 A=4.6925 J=2.973172 I=1.37769,2.44401 AS=3.910417,3.910417

NAME=P05COPP07 MAT=P05CONC1 SH=R T=1.885,2.5 A=4.7125 J=3.0016 I=1.395381,2.454427 AS=3.927083,3.927083
NAME=P05COPP08 MAT=P05CONC1 SH=R T=2.315,2.5 A=5.7875 J=4.676928 I=2.58471,3.014323 AS=4.822917,4.822917
NAME=P05COPP09 MAT=P05CONC1 SH=R T=2.378,2.5 A=5.945 J=4.948889 I=2.801524,3.096354 AS=4.954167,4.954167
NAME=P05COPP10 MAT=P05CONC1 SH=R T=2.39,2.5 A=5.975 J=5.001638 I=2.84415,3.111979 AS=4.979167,4.979167
NAME=P05COPP11 MAT=P05CONC1 SH=R T=2.627,2.5 A=6.5675 J=6.039851 I=3.77693,3.420573 AS=5.472917,5.472917
NAME=P05COPP12 MAT=P05CONC1 SH=R T=2.637,2.5 A=6.5925 J=6.083477 I=3.820227,3.433594 AS=5.49375,5.49375
NAME=P05COPP13 MAT=P05CONC1 SH=R T=2.94,2.5 A=7.35 J=7.466787 I=5.294205,3.828125 AS=6.125,6.125
NAME=P05COPP14 MAT=P05CONC1 SH=R T=2.954,2.5 A=7.385 J=7.532976 I=5.370197,3.846354 AS=6.154167,6.154167
NAME=P05COPP15 MAT=P05CONC1 SH=R T=2.982,2.5 A=7.455 J=7.665823 I=5.524356,3.882813 AS=6.2125,6.2125
NAME=P05COLUP MAT=P05CONC2 A=4.15476 J=2.74733 I=1.37367,1.37367 AS=0,0 T=1,1
NAME=P05COLDN MAT=P05CONC2 A=4.15476 J=2.74733 I=1.37367,1.37367 AS=0,0 T=1,1
NAME=P05FOOT MAT=P05CONC3 SH=R T=7.55,7.55 A=57.0025 J=457.6077 I=270.7737,270.7737 AS=47.50208,47.50208
NAME=P3 MAT=P02CONC1 SH=P T=2.5 A=4.908739 J=3.834952 I=1.917476,1.917476 AS=4.417864,4.417864
NAME=P02CP0406 TYPE=NONPR
SEC=P02COPP04,P02COPP06 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P02CP0607 TYPE=NONPR
SEC=P02COPP06,P02COPP07 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P02CP0710 TYPE=NONPR
SEC=P02COPP07,P02COPP10 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P02CP1012 TYPE=NONPR
SEC=P02COPP10,P02COPP12 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P02CP1213 TYPE=NONPR
SEC=P02COPP12,P02COPP13 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P02CP1314 TYPE=NONPR
SEC=P02COPP13,P02COPP14 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P02CP1417 TYPE=NONPR
SEC=P02COPP14,P02COPP17 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P02CP1718 TYPE=NONPR
SEC=P02COPP17,P02COPP18 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P02CP1821 TYPE=NONPR
SEC=P02COPP18,P02COPP21 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P02CP2121 TYPE=NONPR
SEC=P02COPP21,P02COPP21 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P02CP2120 TYPE=NONPR
SEC=P02COPP21,P02COPP20 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P02CP2020 TYPE=NONPR
SEC=P02COPP20,P02COPP20 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P02CP2019 TYPE=NONPR
SEC=P02COPP20,P02COPP19 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P02CP1919 TYPE=NONPR
SEC=P02COPP19,P02COPP19 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P02CP1916 TYPE=NONPR
SEC=P02COPP19,P02COPP16 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P02CP1615 TYPE=NONPR
SEC=P02COPP16,P02COPP15 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P02CP1511 TYPE=NONPR
SEC=P02COPP15,P02COPP11 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P02CP1109 TYPE=NONPR
SEC=P02COPP11,P02COPP09 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P02CP0908 TYPE=NONPR
SEC=P02COPP09,P02COPP08 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P02CP0805 TYPE=NONPR
SEC=P02COPP08,P02COPP05 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P02CP0503 TYPE=NONPR
SEC=P02COPP05,P02COPP03 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P02CP0302 TYPE=NONPR
SEC=P02COPP03,P02COPP02 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P02CP0201 TYPE=NONPR
SEC=P02COPP02,P02COPP01 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P02COLUMN TYPE=NONPR
SEC=P02COLUP,P02COLDN EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P03CP0506 TYPE=NONPR
SEC=P03COPP05,P03COPP06 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P03CP0606 TYPE=NONPR
SEC=P03COPP06,P03COPP06 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P03CP0609 TYPE=NONPR
SEC=P03COPP06,P03COPP09 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P03CP0910 TYPE=NONPR
SEC=P03COPP09,P03COPP10 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P03CP1011 TYPE=NONPR
SEC=P03COPP10,P03COPP11 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P03CP1113 TYPE=NONPR
SEC=P03COPP11,P03COPP13 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P03CP1316 TYPE=NONPR
SEC=P03COPP13,P03COPP16 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P03CP1617 TYPE=NONPR
SEC=P03COPP16,P03COPP17 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P03CP1720 TYPE=NONPR
SEC=P03COPP17,P03COPP20 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P03CP2020 TYPE=NONPR
SEC=P03COPP20,P03COPP20 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P03CP2019 TYPE=NONPR
SEC=P03COPP20,P03COPP19 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P03CP1919 TYPE=NONPR
SEC=P03COPP19,P03COPP19 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P03CP1918 TYPE=NONPR
SEC=P03COPP19,P03COPP18 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P03CP1818 TYPE=NONPR
SEC=P03COPP18,P03COPP18 EIVAR=2,1 VL=1

```
NAME=P03CP1815 TYPE=NONPR
  SEC=P03COPP18,P03COPP15 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P03CP1514 TYPE=NONPR
  SEC=P03COPP15,P03COPP14 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P03CP1412 TYPE=NONPR
  SEC=P03COPP14,P03COPP12 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P03CP1208 TYPE=NONPR
  SEC=P03COPP12,P03COPP08 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P03CP0807 TYPE=NONPR
  SEC=P03COPP08,P03COPP07 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P03CP0704 TYPE=NONPR
  SEC=P03COPP07,P03COPP04 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P03CP0403 TYPE=NONPR
  SEC=P03COPP04,P03COPP03 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P03CP0302 TYPE=NONPR
  SEC=P03COPP03,P03COPP02 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P03CP0201 TYPE=NONPR
  SEC=P03COPP02,P03COPP01 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P03COLUMN TYPE=NONPR
  SEC=P03COLUP,P03COLDN EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P04CP0406 TYPE=NONPR
  SEC=P04COPP04,P04COPP06 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P04CP0607 TYPE=NONPR
  SEC=P04COPP06,P04COPP07 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P04CP0710 TYPE=NONPR
  SEC=P04COPP07,P04COPP10 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P04CP1011 TYPE=NONPR
  SEC=P04COPP10,P04COPP11 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P04CP1112 TYPE=NONPR
  SEC=P04COPP11,P04COPP12 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P04CP1215 TYPE=NONPR
  SEC=P04COPP12,P04COPP15 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P04CP1516 TYPE=NONPR
  SEC=P04COPP15,P04COPP16 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P04CP1619 TYPE=NONPR
  SEC=P04COPP16,P04COPP19 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P04CP1922 TYPE=NONPR
  SEC=P04COPP19,P04COPP22 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P04CP2223 TYPE=NONPR
  SEC=P04COPP22,P04COPP23 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P04CP2323 TYPE=NONPR
  SEC=P04COPP23,P04COPP23 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P04CP2321 TYPE=NONPR
  SEC=P04COPP23,P04COPP21 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P04CP2121 TYPE=NONPR
  SEC=P04COPP21,P04COPP21 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P04CP2120 TYPE=NONPR
  SEC=P04COPP21,P04COPP20 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P04CP2020 TYPE=NONPR
  SEC=P04COPP20,P04COPP20 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P04CP2018 TYPE=NONPR
  SEC=P04COPP20,P04COPP18 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P04CP1817 TYPE=NONPR
  SEC=P04COPP18,P04COPP17 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P04CP1714 TYPE=NONPR
  SEC=P04COPP17,P04COPP14 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P04CP1413 TYPE=NONPR
  SEC=P04COPP14,P04COPP13 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P04CP1309 TYPE=NONPR
  SEC=P04COPP13,P04COPP09 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P04CP0908 TYPE=NONPR
  SEC=P04COPP09,P04COPP08 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P04CP0805 TYPE=NONPR
  SEC=P04COPP08,P04COPP05 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P04CP0503 TYPE=NONPR
  SEC=P04COPP05,P04COPP03 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P04CP0302 TYPE=NONPR
  SEC=P04COPP03,P04COPP02 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P04CP0201 TYPE=NONPR
  SEC=P04COPP02,P04COPP01 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P04COLUMN TYPE=NONPR
  SEC=P04COLUP,P04COLDN EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P05CP0406 TYPE=NONPR
  SEC=P05COPP04,P05COPP06 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P05CP0607 TYPE=NONPR
  SEC=P05COPP06,P05COPP07 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P05CP0708 TYPE=NONPR
  SEC=P05COPP07,P05COPP08 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P05CP0811 TYPE=NONPR
  SEC=P05COPP08,P05COPP11 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P05CP1112 TYPE=NONPR
  SEC=P05COPP11,P05COPP12 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P05CP1213 TYPE=NONPR
  SEC=P05COPP12,P05COPP13 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P05CP1315 TYPE=NONPR
  SEC=P05COPP13,P05COPP15 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P05CP1515 TYPE=NONPR
  SEC=P05COPP15,P05COPP15 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P05CP1514 TYPE=NONPR
```

```
    SEC=P05COPP15,P05COPP14 EIVAR=2,1 VL=1
  NAME=P05CP1410 TYPE=NONPR
    SEC=P05COPP14,P05COPP10 EIVAR=2,1 VL=1
  NAME=P05CP1009 TYPE=NONPR
    SEC=P05COPP10,P05COPP09 EIVAR=2,1 VL=1
  NAME=P05CP0905 TYPE=NONPR
    SEC=P05COPP09,P05COPP05 EIVAR=2,1 VL=1
  NAME=P05CP0503 TYPE=NONPR
    SEC=P05COPP05,P05COPP03 EIVAR=2,1 VL=1
  NAME=P05CP0302 TYPE=NONPR
    SEC=P05COPP03,P05COPP02 EIVAR=2,1 VL=1
  NAME=P05CP0201 TYPE=NONPR
    SEC=P05COPP02,P05COPP01 EIVAR=2,1 VL=1
  NAME=P05COLUMN TYPE=NONPR
    SEC=P05COLUP,P05COLDN EIVAR=2,1 VL=1

NLPROP
  NAME=P200H8   TYPE=Gap
    DOF=U1  KE=511400  CE=0
    DOF=U2  KE=2157  CE=0
    DOF=U3  KE=2157  CE=0
  NAME=P200H5   TYPE=Gap
    DOF=U1  KE=818100  CE=0
    DOF=U2  KE=3450  CE=0
    DOF=U3  KE=3450  CE=0
  NAME=P175H4   TYPE=Gap
    DOF=U1  KE=756300  CE=0
    DOF=U2  KE=3594  CE=0
    DOF=U3  KE=3594  CE=0
  NAME=P175H3   TYPE=Gap
    DOF=U1  KE=1008300  CE=0
    DOF=U2  KE=4792  CE=0
    DOF=U3  KE=4792  CE=0
  NAME=P175H5   TYPE=Gap
    DOF=U1  KE=605000  CE=0
    DOF=U2  KE=2875  CE=0
    DOF=U3  KE=2875  CE=0
  NAME=P175H6   TYPE=Gap
    DOF=U1  KE=504200  CE=0
    DOF=U2  KE=2396  CE=0
    DOF=U3  KE=2396  CE=0
  NAME=P175H9   TYPE=Gap
    DOF=U1  KE=336200  CE=0
    DOF=U2  KE=1597  CE=0
    DOF=U3  KE=1597  CE=0
  NAME=P200H4   TYPE=Gap
    DOF=U1  KE=1022600  CE=0
    DOF=U2  KE=4313  CE=0
    DOF=U3  KE=4313  CE=0
  NAME=P225H10   TYPE=Gap
    DOF=U1  KE=557600  CE=0
    DOF=U2  KE=1917  CE=0
    DOF=U3  KE=1917  CE=0
  NAME=P200H3   TYPE=Gap
    DOF=U1  KE=1363500  CE=0
    DOF=U2  KE=5750  CE=0
    DOF=U3  KE=5750  CE=0
  NAME=P225H5   TYPE=Gap
    DOF=U1  KE=1115000  CE=0
    DOF=U2  KE=3833  CE=0
    DOF=U3  KE=3833  CE=0
  NAME=P200H6   TYPE=Gap
    DOF=U1  KE=681800  CE=0
    DOF=U2  KE=2875  CE=0
    DOF=U3  KE=2875  CE=0

FRAME
  1  J=1,2  SEC=GIRDER01  NSEG=4  ANG=0
  2  J=2,3  SEC=GIRDER01  NSEG=4  ANG=0
  3  J=3,4  SEC=GIRDER01  NSEG=4  ANG=0
  4  J=4,5  SEC=GIRDER01  NSEG=4  ANG=0
  5  J=5,6  SEC=GIRDER01  NSEG=4  ANG=0
  6  J=6,7  SEC=GIRDER01  NSEG=4  ANG=0
  7  J=7,8  SEC=GIRDER01  NSEG=4  ANG=0
  8  J=8,9  SEC=GIRDER01  NSEG=4  ANG=0
  9  J=9,10  SEC=GIRDER01  NSEG=4  ANG=0
  10  J=10,11  SEC=GIRDER01  NSEG=4  ANG=0
  11  J=11,12  SEC=GIRDER01  NSEG=4  ANG=0
  12  J=12,13  SEC=GIRDER01  NSEG=4  ANG=0
  13  J=13,14  SEC=GIRDER01  NSEG=4  ANG=0
  14  J=14,15  SEC=GIRDER01  NSEG=4  ANG=0
  15  J=15,16  SEC=GIRDER01  NSEG=4  ANG=0
  16  J=17,18  SEC=GIRDER02  NSEG=4  ANG=0
  17  J=18,19  SEC=GIRDER02  NSEG=4  ANG=0
  18  J=19,20  SEC=GIRDER02  NSEG=4  ANG=0
  19  J=20,21  SEC=GIRDER02  NSEG=4  ANG=0
  20  J=21,22  SEC=GIRDER02  NSEG=4  ANG=0
  21  J=22,23  SEC=GIRDER02  NSEG=4  ANG=0
  22  J=23,24  SEC=GIRDER02  NSEG=4  ANG=0
```

```
23 J=24,25 SEC=GIRDER02 NSEG=4 ANG=0
24 J=25,26 SEC=GIRDER02 NSEG=4 ANG=0
25 J=26,27 SEC=GIRDER02 NSEG=4 ANG=0
26 J=27,28 SEC=GIRDER02 NSEG=4 ANG=0
27 J=28,29 SEC=GIRDER02 NSEG=4 ANG=0
28 J=29,30 SEC=GIRDER02 NSEG=4 ANG=0
29 J=30,31 SEC=GIRDER02 NSEG=4 ANG=0
30 J=31,32 SEC=GIRDER02 NSEG=4 ANG=0
31 J=33,34 SEC=GIRDER03 NSEG=4 ANG=0
32 J=34,35 SEC=GIRDER03 NSEG=4 ANG=0
33 J=35,36 SEC=GIRDER03 NSEG=4 ANG=0
34 J=36,37 SEC=GIRDER03 NSEG=4 ANG=0
35 J=37,38 SEC=GIRDER03 NSEG=4 ANG=0
36 J=38,39 SEC=GIRDER03 NSEG=4 ANG=0
37 J=39,40 SEC=GIRDER03 NSEG=4 ANG=0
38 J=40,41 SEC=GIRDER03 NSEG=4 ANG=0
39 J=41,42 SEC=GIRDER03 NSEG=4 ANG=0
40 J=42,43 SEC=GIRDER03 NSEG=4 ANG=0
41 J=43,44 SEC=GIRDER03 NSEG=4 ANG=0
42 J=44,45 SEC=GIRDER03 NSEG=4 ANG=0
43 J=45,46 SEC=GIRDER03 NSEG=4 ANG=0
44 J=46,47 SEC=GIRDER03 NSEG=4 ANG=0
45 J=47,48 SEC=GIRDER03 NSEG=4 ANG=0
46 J=49,50 SEC=GIRDER04 NSEG=4 ANG=0
47 J=50,51 SEC=GIRDER04 NSEG=4 ANG=0
48 J=51,52 SEC=GIRDER04 NSEG=4 ANG=0
49 J=52,53 SEC=GIRDER04 NSEG=4 ANG=0
50 J=53,54 SEC=GIRDER04 NSEG=4 ANG=0
51 J=54,55 SEC=GIRDER04 NSEG=4 ANG=0
52 J=55,56 SEC=GIRDER04 NSEG=4 ANG=0
53 J=56,57 SEC=GIRDER04 NSEG=4 ANG=0
54 J=57,58 SEC=GIRDER04 NSEG=4 ANG=0
55 J=58,59 SEC=GIRDER04 NSEG=4 ANG=0
56 J=59,60 SEC=GIRDER04 NSEG=4 ANG=0
57 J=60,61 SEC=GIRDER04 NSEG=4 ANG=0
58 J=61,62 SEC=GIRDER04 NSEG=4 ANG=0
59 J=62,63 SEC=GIRDER04 NSEG=4 ANG=0
60 J=63,64 SEC=GIRDER04 NSEG=4 ANG=0
61 J=65,66 SEC=GIRDER05 NSEG=4 ANG=0
62 J=66,67 SEC=GIRDER05 NSEG=4 ANG=0
63 J=67,68 SEC=GIRDER05 NSEG=4 ANG=0
64 J=68,69 SEC=GIRDER05 NSEG=4 ANG=0
65 J=69,70 SEC=GIRDER05 NSEG=4 ANG=0
66 J=70,71 SEC=GIRDER05 NSEG=4 ANG=0
67 J=71,72 SEC=GIRDER05 NSEG=4 ANG=0
68 J=72,73 SEC=GIRDER05 NSEG=4 ANG=0
69 J=73,74 SEC=GIRDER05 NSEG=4 ANG=0
70 J=74,75 SEC=GIRDER05 NSEG=4 ANG=0
71 J=75,76 SEC=GIRDER05 NSEG=4 ANG=0
72 J=76,77 SEC=GIRDER05 NSEG=4 ANG=0
73 J=77,78 SEC=GIRDER05 NSEG=4 ANG=0
74 J=78,79 SEC=GIRDER05 NSEG=4 ANG=0
75 J=79,80 SEC=GIRDER05 NSEG=4 ANG=0
76 J=81,82 SEC=GIRDER06 NSEG=4 ANG=0
77 J=82,83 SEC=GIRDER06 NSEG=4 ANG=0
78 J=83,84 SEC=GIRDER06 NSEG=4 ANG=0
79 J=84,85 SEC=GIRDER06 NSEG=4 ANG=0
80 J=85,86 SEC=GIRDER06 NSEG=4 ANG=0
81 J=86,87 SEC=GIRDER06 NSEG=4 ANG=0
82 J=87,88 SEC=GIRDER06 NSEG=4 ANG=0
83 J=88,89 SEC=GIRDER06 NSEG=4 ANG=0
84 J=89,90 SEC=GIRDER06 NSEG=4 ANG=0
85 J=90,91 SEC=GIRDER06 NSEG=4 ANG=0
86 J=91,92 SEC=GIRDER06 NSEG=4 ANG=0
87 J=92,93 SEC=GIRDER06 NSEG=4 ANG=0
88 J=93,94 SEC=GIRDER06 NSEG=4 ANG=0
89 J=94,95 SEC=GIRDER06 NSEG=4 ANG=0
90 J=95,96 SEC=GIRDER06 NSEG=4 ANG=0
91 J=97,98 SEC=GIRDER07 NSEG=4 ANG=0
92 J=98,99 SEC=GIRDER07 NSEG=4 ANG=0
93 J=99,100 SEC=GIRDER07 NSEG=4 ANG=0
94 J=100,101 SEC=GIRDER07 NSEG=4 ANG=0
95 J=101,102 SEC=GIRDER07 NSEG=4 ANG=0
96 J=102,103 SEC=GIRDER07 NSEG=4 ANG=0
97 J=103,104 SEC=GIRDER07 NSEG=4 ANG=0
98 J=104,105 SEC=GIRDER07 NSEG=4 ANG=0
99 J=105,106 SEC=GIRDER07 NSEG=4 ANG=0
100 J=106,107 SEC=GIRDER07 NSEG=4 ANG=0
101 J=107,108 SEC=GIRDER07 NSEG=4 ANG=0
102 J=108,109 SEC=GIRDER07 NSEG=4 ANG=0
103 J=109,110 SEC=GIRDER07 NSEG=4 ANG=0
104 J=110,111 SEC=GIRDER07 NSEG=4 ANG=0
105 J=111,112 SEC=GIRDER07 NSEG=4 ANG=0
106 J=2,18 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
107 J=3,19 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
108 J=4,20 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
109 J=5,21 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
110 J=7,23 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
111 J=8,24 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
```

```
 112 J=9,25 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
 113 J=10,26 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
 114 J=12,28 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
 115 J=13,29 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
 116 J=14,30 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
 117 J=15,31 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
 118 J=18,34 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
 119 J=19,35 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
 120 J=20,36 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
 121 J=21,37 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
 122 J=23,39 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
 123 J=24,40 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
 124 J=25,41 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
 125 J=26,42 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
 126 J=28,44 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
 127 J=29,45 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
 128 J=30,46 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
 129 J=31,47 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
 130 J=34,50 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
 131 J=35,51 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
 132 J=36,52 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
 133 J=37,53 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
 134 J=39,55 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
 135 J=40,56 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
 136 J=41,57 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
 137 J=42,58 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
 138 J=44,60 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
 139 J=45,61 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
 140 J=46,62 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
 141 J=47,63 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
 142 J=50,66 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
 143 J=51,67 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
 144 J=52,68 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
 145 J=53,69 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
 146 J=55,71 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
 147 J=56,72 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
 148 J=57,73 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
 149 J=58,74 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
 150 J=60,76 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
 151 J=61,77 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
 152 J=62,78 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
 153 J=63,79 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
 154 J=66,82 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
 155 J=67,83 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
 156 J=68,84 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
 157 J=69,85 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
 158 J=71,87 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
 159 J=72,88 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
 160 J=73,89 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
 161 J=74,90 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
 162 J=76,92 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
 163 J=77,93 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
 164 J=78,94 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
 165 J=79,95 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
 166 J=82,98 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
 167 J=83,99 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
 168 J=84,100 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
 169 J=85,101 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
 170 J=87,103 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
 171 J=88,104 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
 172 J=89,105 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
 173 J=90,106 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
 174 J=92,108 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
 175 J=93,109 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
 176 J=94,110 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
 177 J=95,111 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
 178 J=113,114 SEC=GIRDER08 NSEG=4 ANG=0
 179 J=114,115 SEC=GIRDER08 NSEG=4 ANG=0
 180 J=115,116 SEC=GIRDER08 NSEG=4 ANG=0
 181 J=116,117 SEC=GIRDER08 NSEG=4 ANG=0
 182 J=117,118 SEC=GIRDER08 NSEG=4 ANG=0
 183 J=118,119 SEC=GIRDER08 NSEG=4 ANG=0
 184 J=119,120 SEC=GIRDER08 NSEG=4 ANG=0
 185 J=120,121 SEC=GIRDER08 NSEG=4 ANG=0
 186 J=122,123 SEC=GIRDER09 NSEG=4 ANG=0
 187 J=123,124 SEC=GIRDER09 NSEG=4 ANG=0
 188 J=124,125 SEC=GIRDER09 NSEG=4 ANG=0
 189 J=125,126 SEC=GIRDER09 NSEG=4 ANG=0
 190 J=126,127 SEC=GIRDER09 NSEG=4 ANG=0
 191 J=127,128 SEC=GIRDER09 NSEG=4 ANG=0
 192 J=128,129 SEC=GIRDER09 NSEG=4 ANG=0
 193 J=129,130 SEC=GIRDER09 NSEG=4 ANG=0
 194 J=131,132 SEC=GIRDER10 NSEG=4 ANG=0
 195 J=132,133 SEC=GIRDER10 NSEG=4 ANG=0
 196 J=133,134 SEC=GIRDER10 NSEG=4 ANG=0
 197 J=134,135 SEC=GIRDER10 NSEG=4 ANG=0
 198 J=135,136 SEC=GIRDER10 NSEG=4 ANG=0
 199 J=136,137 SEC=GIRDER10 NSEG=4 ANG=0
 200 J=137,138 SEC=GIRDER10 NSEG=4 ANG=0
```

```
201 J=138,139 SEC=GIRDER10 NSEG=4 ANG=0
202 J=140,141 SEC=GIRDER11 NSEG=4 ANG=0
203 J=141,142 SEC=GIRDER11 NSEG=4 ANG=0
204 J=142,143 SEC=GIRDER11 NSEG=4 ANG=0
205 J=143,144 SEC=GIRDER11 NSEG=4 ANG=0
206 J=144,145 SEC=GIRDER11 NSEG=4 ANG=0
207 J=145,146 SEC=GIRDER11 NSEG=4 ANG=0
208 J=146,147 SEC=GIRDER11 NSEG=4 ANG=0
209 J=147,148 SEC=GIRDER11 NSEG=4 ANG=0
210 J=149,150 SEC=GIRDER12 NSEG=4 ANG=0
211 J=150,151 SEC=GIRDER12 NSEG=4 ANG=0
212 J=151,152 SEC=GIRDER12 NSEG=4 ANG=0
213 J=152,153 SEC=GIRDER12 NSEG=4 ANG=0
214 J=153,154 SEC=GIRDER12 NSEG=4 ANG=0
215 J=154,155 SEC=GIRDER12 NSEG=4 ANG=0
216 J=155,156 SEC=GIRDER12 NSEG=4 ANG=0
217 J=156,157 SEC=GIRDER12 NSEG=4 ANG=0
218 J=114,123 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
219 J=115,124 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
220 J=116,125 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
221 J=118,127 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
222 J=119,128 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
223 J=120,129 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
224 J=123,132 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
225 J=124,133 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
226 J=125,134 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
227 J=127,136 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
228 J=128,137 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
229 J=129,138 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
230 J=132,141 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
231 J=133,142 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
232 J=134,143 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
233 J=136,145 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
234 J=137,146 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
235 J=138,147 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
236 J=141,150 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
237 J=142,151 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
238 J=143,152 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
239 J=145,154 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
240 J=146,155 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
241 J=147,156 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
242 J=2,158 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
243 J=18,159 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
244 J=34,160 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
245 J=50,161 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
246 J=66,162 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
247 J=82,163 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
248 J=98,164 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
249 J=5,165 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
250 J=21,166 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
251 J=37,167 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
252 J=53,168 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
253 J=69,169 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
254 J=85,170 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
255 J=101,171 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
256 J=7,172 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
257 J=23,173 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
258 J=39,174 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
259 J=55,175 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
260 J=71,176 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
261 J=87,177 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
262 J=103,178 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
263 J=10,179 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
264 J=26,180 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
265 J=42,181 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
266 J=58,182 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
267 J=74,183 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
268 J=90,184 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
269 J=106,185 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
270 J=12,186 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
271 J=28,187 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
272 J=44,188 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
273 J=60,189 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
274 J=76,190 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
275 J=92,191 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
276 J=108,192 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
277 J=15,193 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
278 J=31,194 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
279 J=47,195 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
280 J=63,196 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
281 J=79,197 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
282 J=95,198 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
283 J=111,199 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
284 J=114,200 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
285 J=123,201 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
286 J=132,202 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
287 J=141,203 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
288 J=150,204 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
289 J=116,205 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
```

290 J=125,206 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
291 J=134,207 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
292 J=143,208 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
293 J=152,209 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
294 J=118,210 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
295 J=127,211 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
296 J=136,212 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
297 J=145,213 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
298 J=154,214 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
299 J=120,215 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
300 J=129,216 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
301 J=138,217 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
302 J=147,218 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
303 J=156,219 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
304 J=232,233 SEC=P02CP0406 NSEG=4 ANG=0
305 J=233,234 SEC=P02CP0607 NSEG=4 ANG=0
306 J=234,235 SEC=P02CP0710 NSEG=4 ANG=0
307 J=235,236 SEC=P02CP1012 NSEG=4 ANG=0
308 J=236,237 SEC=P02CP1213 NSEG=4 ANG=0
309 J=237,238 SEC=P02CP1314 NSEG=4 ANG=0
310 J=238,239 SEC=P02CP1417 NSEG=4 ANG=0
311 J=239,240 SEC=P02CP1718 NSEG=4 ANG=0
312 J=240,241 SEC=P02CP1821 NSEG=4 ANG=0
313 J=241,242 SEC=P02CP2121 NSEG=4 ANG=0
314 J=242,243 SEC=P02CP2120 NSEG=4 ANG=0
315 J=243,244 SEC=P02CP2020 NSEG=4 ANG=0
316 J=244,J1 SEC=P02CP2020 NSEG=4 ANG=0
317 J=J1,246 SEC=P02CP2020 NSEG=4 ANG=0
318 J=246,247 SEC=P02CP2020 NSEG=4 ANG=0
319 J=247,248 SEC=P02CP2019 NSEG=4 ANG=0
320 J=248,249 SEC=P02CP1919 NSEG=4 ANG=0
321 J=249,250 SEC=P02CP1916 NSEG=4 ANG=0
322 J=250,251 SEC=P02CP1615 NSEG=4 ANG=0
323 J=251,252 SEC=P02CP1511 NSEG=4 ANG=0
324 J=252,253 SEC=P02CP1109 NSEG=4 ANG=0
325 J=253,254 SEC=P02CP0908 NSEG=4 ANG=0
326 J=254,255 SEC=P02CP0805 NSEG=4 ANG=0
327 J=255,256 SEC=P02CP0503 NSEG=4 ANG=0
328 J=256,257 SEC=P02CP0302 NSEG=4 ANG=0
329 J=257,258 SEC=P02CP0201 NSEG=4 ANG=0
331 J=234,260 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
332 J=237,261 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
333 J=240,262 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
334 J=246,263 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
335 J=251,264 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
336 J=254,265 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
337 J=257,266 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
338 J=233,267 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
339 J=236,268 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
340 J=239,269 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
341 J=244,270 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
342 J=250,271 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
343 J=253,272 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
344 J=256,273 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
345 J=274,275 SEC=P03CP0506 NSEG=4 ANG=0
346 J=275,276 SEC=P03CP0606 NSEG=4 ANG=0
347 J=276,277 SEC=P03CP0609 NSEG=4 ANG=0
348 J=277,278 SEC=P03CP0910 NSEG=4 ANG=0
349 J=278,279 SEC=P03CP1011 NSEG=4 ANG=0
350 J=279,280 SEC=P03CP1113 NSEG=4 ANG=0
351 J=280,281 SEC=P03CP1316 NSEG=4 ANG=0
352 J=281,282 SEC=P03CP1617 NSEG=4 ANG=0
353 J=282,283 SEC=P03CP1720 NSEG=4 ANG=0
354 J=283,284 SEC=P03CP2020 NSEG=4 ANG=0
355 J=284,285 SEC=P03CP2019 NSEG=4 ANG=0
356 J=285,286 SEC=P03CP1919 NSEG=4 ANG=0
357 J=286,J2 SEC=P03CP1919 NSEG=4 ANG=0
358 J=J2,288 SEC=P03CP1918 NSEG=4 ANG=0
359 J=288,289 SEC=P03CP1818 NSEG=4 ANG=0
360 J=289,290 SEC=P03CP1818 NSEG=4 ANG=0
361 J=290,291 SEC=P03CP1815 NSEG=4 ANG=0
362 J=291,292 SEC=P03CP1514 NSEG=4 ANG=0
363 J=292,293 SEC=P03CP1412 NSEG=4 ANG=0
364 J=293,294 SEC=P03CP1208 NSEG=4 ANG=0
365 J=294,295 SEC=P03CP0807 NSEG=4 ANG=0
366 J=295,296 SEC=P03CP0704 NSEG=4 ANG=0
367 J=296,297 SEC=P03CP0403 NSEG=4 ANG=0
368 J=297,298 SEC=P03CP0302 NSEG=4 ANG=0
369 J=298,299 SEC=P03CP0201 NSEG=4 ANG=0
371 J=275,301 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
372 J=279,302 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
373 J=282,303 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
374 J=J2,304 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
375 J=292,305 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
376 J=295,306 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
377 J=298,307 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
378 J=276,308 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
379 J=278,309 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
380 J=281,310 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0

```
381 J=286,311 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
382 J=291,312 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
383 J=294,313 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
384 J=297,314 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
385 J=315,316 SEC=P04CP0406 NSEG=4 ANG=0
386 J=316,317 SEC=P04CP0607 NSEG=4 ANG=0
387 J=317,318 SEC=P04CP0710 NSEG=4 ANG=0
388 J=318,319 SEC=P04CP1011 NSEG=4 ANG=0
389 J=319,320 SEC=P04CP1112 NSEG=4 ANG=0
390 J=320,321 SEC=P04CP1215 NSEG=4 ANG=0
391 J=321,322 SEC=P04CP1516 NSEG=4 ANG=0
392 J=322,323 SEC=P04CP1619 NSEG=4 ANG=0
393 J=323,324 SEC=P04CP1922 NSEG=4 ANG=0
394 J=324,325 SEC=P04CP2223 NSEG=4 ANG=0
395 J=325,326 SEC=P04CP2323 NSEG=4 ANG=0
396 J=326,327 SEC=P04CP2323 NSEG=4 ANG=0
397 J=327,328 SEC=P04CP2321 NSEG=4 ANG=0
398 J=328,J3 SEC=P04CP2121 NSEG=4 ANG=0
399 J=J3,330 SEC=P04CP2121 NSEG=4 ANG=0
400 J=330,331 SEC=P04CP2121 NSEG=4 ANG=0
401 J=331,332 SEC=P04CP2120 NSEG=4 ANG=0
402 J=332,333 SEC=P04CP2020 NSEG=4 ANG=0
403 J=333,334 SEC=P04CP2018 NSEG=4 ANG=0
404 J=334,335 SEC=P04CP1817 NSEG=4 ANG=0
405 J=335,336 SEC=P04CP1714 NSEG=4 ANG=0
406 J=336,337 SEC=P04CP1413 NSEG=4 ANG=0
407 J=337,338 SEC=P04CP1309 NSEG=4 ANG=0
408 J=338,339 SEC=P04CP0908 NSEG=4 ANG=0
409 J=339,340 SEC=P04CP0805 NSEG=4 ANG=0
410 J=340,341 SEC=P04CP0503 NSEG=4 ANG=0
411 J=341,342 SEC=P04CP0302 NSEG=4 ANG=0
412 J=342,343 SEC=P04CP0201 NSEG=4 ANG=0
414 J=316,345 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
415 J=320,346 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
416 J=323,347 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
417 J=328,348 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
418 J=335,349 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
419 J=338,350 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
420 J=341,351 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
421 J=317,352 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
422 J=322,353 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
423 J=330,354 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
424 J=337,355 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
425 J=342,356 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
426 J=357,358 SEC=P05CP0406 NSEG=4 ANG=0
427 J=358,359 SEC=P05CP0607 NSEG=4 ANG=0
428 J=359,360 SEC=P05CP0708 NSEG=4 ANG=0
429 J=360,361 SEC=P05CP0811 NSEG=4 ANG=0
430 J=361,362 SEC=P05CP1112 NSEG=4 ANG=0
431 J=362,363 SEC=P05CP1213 NSEG=4 ANG=0
432 J=363,364 SEC=P05CP1315 NSEG=4 ANG=0
433 J=364,365 SEC=P05CP1515 NSEG=4 ANG=0
434 J=365,366 SEC=P05CP1515 NSEG=4 ANG=0
435 J=366,J4 SEC=P05CP1515 NSEG=4 ANG=0
436 J=J4,368 SEC=P05CP1515 NSEG=4 ANG=0
437 J=368,369 SEC=P05CP1515 NSEG=4 ANG=0
438 J=369,370 SEC=P05CP1515 NSEG=4 ANG=0
439 J=370,371 SEC=P05CP1514 NSEG=4 ANG=0
440 J=371,372 SEC=P05CP1410 NSEG=4 ANG=0
441 J=372,373 SEC=P05CP1009 NSEG=4 ANG=0
442 J=373,374 SEC=P05CP0905 NSEG=4 ANG=0
443 J=374,375 SEC=P05CP0503 NSEG=4 ANG=0
444 J=375,376 SEC=P05CP0302 NSEG=4 ANG=0
445 J=376,377 SEC=P05CP0201 NSEG=4 ANG=0
447 J=358,379 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
448 J=361,380 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
449 J=366,381 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
450 J=372,382 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
451 J=375,383 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
452 J=359,384 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
453 J=362,385 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
454 J=368,386 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
455 J=373,387 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
456 J=376,388 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
458 J=389,390 SEC=P02COLUMN NSEG=4 ANG=0
459 J=390,391 SEC=P02COLUMN NSEG=4 ANG=0
460 J=391,392 SEC=P02COLUMN NSEG=4 ANG=0
463 J=393,394 SEC=P03COLUMN NSEG=4 ANG=0
464 J=394,395 SEC=P03COLUMN NSEG=4 ANG=0
465 J=395,396 SEC=P03COLUMN NSEG=4 ANG=0
468 J=397,398 SEC=P3 NSEG=4 ANG=0
469 J=398,399 SEC=P3 NSEG=4 ANG=0
470 J=399,400 SEC=P3 NSEG=4 ANG=0
473 J=401,402 SEC=P05COLUMN NSEG=4 ANG=0
474 J=402,403 SEC=P05COLUMN NSEG=4 ANG=0
475 J=403,404 SEC=P05COLUMN NSEG=4 ANG=0
P1A J=J1,389 SEC=P02COLUMN NSEG=4 ANG=0 IOFF=2.99986 RIGID=0
P1B J=392,259 SEC=P02COLUMN NSEG=4 ANG=0
P2A J=J2,393 SEC=P03COLUMN NSEG=4 ANG=0 IOFF=2.9502 RIGID=0
```

```
  P2B  J=396,300  SEC=P03COLUMN  NSEG=4  ANG=0
  P3A  J=J3,397  SEC=P3  NSEG=4  ANG=0  IOFF=2.62486  RIGID=0
  P3B  J=400,344  SEC=P3  NSEG=4  ANG=0
  P4A  J=J4,401  SEC=P05COLUMN  NSEG=4  ANG=0  IOFF=2.22502  RIGID=0
  P4B  J=404,378  SEC=P05COLUMN  NSEG=4  ANG=0

 NLLINK
  1  J=158,220  NLP=P225H10  ANG=0
  2  J=159,221  NLP=P225H10  ANG=0
  3  J=160,222  NLP=P225H10  ANG=0
  4  J=161,223  NLP=P225H10  ANG=0
  5  J=162,224  NLP=P225H10  ANG=0
  6  J=163,225  NLP=P225H10  ANG=0
  7  J=164,226  NLP=P225H10  ANG=0
  8  J=165,260  NLP=P200H6  ANG=0
  9  J=166,261  NLP=P200H6  ANG=0
  10  J=167,262  NLP=P200H6  ANG=0
  11  J=168,263  NLP=P200H6  ANG=0
  12  J=169,264  NLP=P200H6  ANG=0
  13  J=170,265  NLP=P200H6  ANG=0
  14  J=171,266  NLP=P200H6  ANG=0
  15  J=172,267  NLP=P200H6  ANG=0
  16  J=173,268  NLP=P200H6  ANG=0
  17  J=174,269  NLP=P200H6  ANG=0
  18  J=175,270  NLP=P200H6  ANG=0
  19  J=176,271  NLP=P200H6  ANG=0
  20  J=177,272  NLP=P200H6  ANG=0
  21  J=178,273  NLP=P200H6  ANG=0
  22  J=179,301  NLP=P200H6  ANG=0
  23  J=180,302  NLP=P200H6  ANG=0
  24  J=181,303  NLP=P200H6  ANG=0
  25  J=182,304  NLP=P200H6  ANG=0
  26  J=183,305  NLP=P200H6  ANG=0
  27  J=184,306  NLP=P200H6  ANG=0
  28  J=185,307  NLP=P200H6  ANG=0
  29  J=186,308  NLP=P200H6  ANG=0
  30  J=187,309  NLP=P200H6  ANG=0
  31  J=188,310  NLP=P200H6  ANG=0
  32  J=189,311  NLP=P200H6  ANG=0
  33  J=190,312  NLP=P200H6  ANG=0
  34  J=191,313  NLP=P200H6  ANG=0
  35  J=192,314  NLP=P200H6  ANG=0
  36  J=193,345  NLP=P225H10  ANG=0
  37  J=194,346  NLP=P225H10  ANG=0
  38  J=195,347  NLP=P225H10  ANG=0
  39  J=196,348  NLP=P225H10  ANG=0
  40  J=197,349  NLP=P225H10  ANG=0
  41  J=198,350  NLP=P225H10  ANG=0
  42  J=199,351  NLP=P225H10  ANG=0
  43  J=200,352  NLP=P175H6  ANG=0
  44  J=201,353  NLP=P175H6  ANG=0
  45  J=202,354  NLP=P175H6  ANG=0
  46  J=203,355  NLP=P175H6  ANG=0
  47  J=204,356  NLP=P175H6  ANG=0
  48  J=205,379  NLP=P175H6  ANG=0
  49  J=206,380  NLP=P175H6  ANG=0
  50  J=207,381  NLP=P175H6  ANG=0
  51  J=208,382  NLP=P175H6  ANG=0
  52  J=209,383  NLP=P175H6  ANG=0
  53  J=210,384  NLP=P175H6  ANG=0
  54  J=211,385  NLP=P175H6  ANG=0
  55  J=212,386  NLP=P175H6  ANG=0
  56  J=213,387  NLP=P175H6  ANG=0
  57  J=214,388  NLP=P175H6  ANG=0
  58  J=215,227  NLP=P175H6  ANG=0
  59  J=216,228  NLP=P175H6  ANG=0
  60  J=217,229  NLP=P175H6  ANG=0
  61  J=218,230  NLP=P175H6  ANG=0
  62  J=219,231  NLP=P175H6  ANG=0

LOAD
 NAME=LOAD1  SW=1  CSYS=0

MODE
 TYPE=RITZ  N=50
  ACC=UX
  ACC=UY
  LOAD=LOAD1

FUNCTION
 NAME=S1542 NPL=1 PRINT=Y
  0 .385
  .1 .385
  .2 .385
  .3 .385
  .4 .385
  .5 .352
  .6 .3117
  .7 .2813
```

```
   .8 .2573
   .9 .2379
   1 .2218
   1.1 .2081
   1.2 .1964
   1.3 .1862
   1.4 .1772
   1.5 .1692
   1.6 .1621
   1.7 .1557
   1.8 .1499
   1.9 .1446
   2 .1397
   2.1 .1352
   2.2 .1311
   2.3 .1273
   2.4 .1237
   2.5 .1204
   2.6 .1173
   2.7 .1144
   2.8 .1116
   2.9 .109
   3 .1066
   3.2 .1021
   3.4 .0981
   3.6 .0944
   3.8 .0911
   4 .088
   4.25 .0805
   4.5 .0746
   4.75 .0694
   5 .0648
   5.25 .0608
   5.5 .0571
   5.75 .0538
   6 .0508
   6.25 .0482
   6.5 .0457
   6.75 .0435
   7 .0414
   7.25 .0395
   7.5 .0378
   7.75 .0361
   8 .0347
   8.25 .0333
   8.5 .032
   8.75 .0307
   9 .0296
   9.25 .0286
   9.5 .0276
   9.75 .0266
   10 .0257
   15 .015
   20 .0102

SPEC
  NAME=SPECXX  MODC=CQC  ANG=0  DAMP=.05
    ACC=U1  FUNC=S1542  SF=9.81
  NAME=SPECYY  MODC=CQC  ANG=0  DAMP=.05
    ACC=U2  FUNC=S1542  SF=9.81

COMBO
  NAME=COMB1
    SPEC=SPECXX  SF=1
    SPEC=SPECYY  SF=.3
  NAME=COMB2
    SPEC=SPECXX  SF=.3
    SPEC=SPECYY  SF=1

OUTPUT
; No Output Requested

END
```

3.3 탄성지진 응답계수 산정

(1) 탄성지진응답계수

1) 가속도계수

구분	적용 계수	비고
구역계수 (Z)	0.110	지진구역 I
지진위험도계수 (I)	1.400	내진등급 1등급 (재현주기 1000년)
가속도계수 (A)	0.154	A = Z x I

2) 지반계수

구분	적용 계수	비고
지반계수 (S)	1.200	지반종류 II

3) 탄성지진응답계수(Cs) 산정

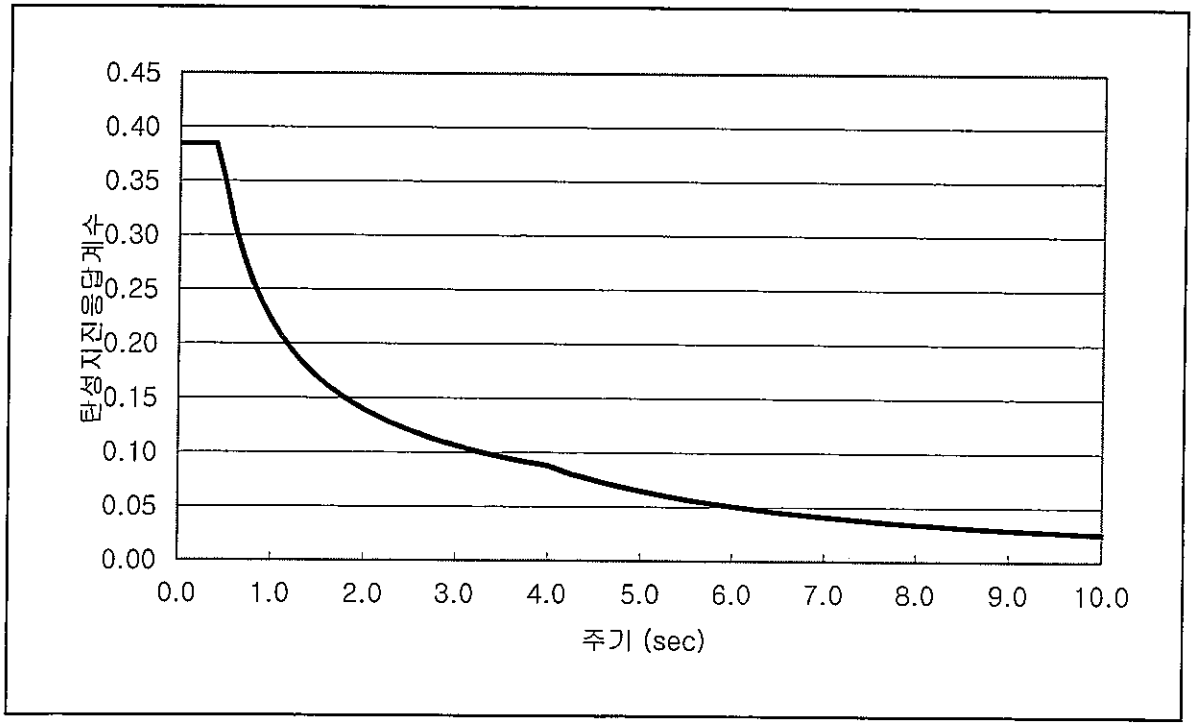
① $T \leq 4.0$ sec

$$Cs = (1.2 \times A \times S) / T^{2/3} \leq 2.5 \times A$$

② $T > 4.0$ sec

$$Cs = (3 \times A \times S) / T^{4/3}$$

여기서, T : 교량의 주기



4) 탄성지진응답계수

주기 (sec)	가속도 계수	지반 계수	탄성지진 응답계수	탄성지진 가속도 (m/sec^2)	비고
0.0000	0.1540	1.2000	0.3850	3.7769	
0.1000	0.1540	1.2000	0.3850	3.7769	
0.2000	0.1540	1.2000	0.3850	3.7769	
0.3000	0.1540	1.2000	0.3850	3.7769	
0.4000	0.1540	1.2000	0.3850	3.7769	
0.5000	0.1540	1.2000	0.3520	3.4533	
0.6000	0.1540	1.2000	0.3117	3.0581	
0.7000	0.1540	1.2000	0.2813	2.7594	
0.8000	0.1540	1.2000	0.2573	2.5244	
0.9000	0.1540	1.2000	0.2379	2.3338	
1.0000	0.1540	1.2000	0.2218	2.1755	
1.1000	0.1540	1.2000	0.2081	2.0415	
1.2000	0.1540	1.2000	0.1964	1.9265	
1.3000	0.1540	1.2000	0.1862	1.8264	
1.4000	0.1540	1.2000	0.1772	1.7383	
1.5000	0.1540	1.2000	0.1692	1.6602	
1.6000	0.1540	1.2000	0.1621	1.5903	
1.7000	0.1540	1.2000	0.1557	1.5273	
1.8000	0.1540	1.2000	0.1499	1.4702	
1.9000	0.1540	1.2000	0.1446	1.4181	
2.0000	0.1540	1.2000	0.1397	1.3705	
2.1000	0.1540	1.2000	0.1352	1.3266	
2.2000	0.1540	1.2000	0.1311	1.2861	
2.3000	0.1540	1.2000	0.1273	1.2485	
2.4000	0.1540	1.2000	0.1237	1.2136	
2.5000	0.1540	1.2000	0.1204	1.1810	
2.6000	0.1540	1.2000	0.1173	1.1505	
2.7000	0.1540	1.2000	0.1144	1.1220	
2.8000	0.1540	1.2000	0.1116	1.0951	
2.9000	0.1540	1.2000	0.1090	1.0698	
3.0000	0.1540	1.2000	0.1066	1.0459	
3.2000	0.1540	1.2000	0.1021	1.0018	
3.4000	0.1540	1.2000	0.0981	0.9621	
3.6000	0.1540	1.2000	0.0944	0.9262	
3.8000	0.1540	1.2000	0.0911	0.8934	
4.0000	0.1540	1.2000	0.0880	0.8633	
4.2500	0.1540	1.2000	0.0805	0.7900	
4.5000	0.1540	1.2000	0.0746	0.7321	

주기 (sec)	가속도 계수	지반 계수	탄성지진 응답계수	탄성지진 가속도 (m/sec²)	비고
4.7500	0.1540	1.2000	0.0694	0.6811	
5.0000	0.1540	1.2000	0.0648	0.6361	
5.2500	0.1540	1.2000	0.0608	0.5960	
5.5000	0.1540	1.2000	0.0571	0.5602	
5.7500	0.1540	1.2000	0.0538	0.5280	
6.0000	0.1540	1.2000	0.0508	0.4988	
6.2500	0.1540	1.2000	0.0482	0.4724	
6.5000	0.1540	1.2000	0.0457	0.4483	
6.7500	0.1540	1.2000	0.0435	0.4263	
7.0000	0.1540	1.2000	0.0414	0.4062	
7.2500	0.1540	1.2000	0.0395	0.3876	
7.5000	0.1540	1.2000	0.0378	0.3705	
7.7500	0.1540	1.2000	0.0361	0.3546	
8.0000	0.1540	1.2000	0.0347	0.3399	
8.2500	0.1540	1.2000	0.0333	0.3263	
8.5000	0.1540	1.2000	0.0320	0.3135	
8.7500	0.1540	1.2000	0.0307	0.3016	
9.0000	0.1540	1.2000	0.0296	0.2905	
9.2500	0.1540	1.2000	0.0286	0.2801	
9.5000	0.1540	1.2000	0.0276	0.2703	
9.7500	0.1540	1.2000	0.0266	0.2611	
10.0000	0.1540	1.2000	0.0257	0.2524	
15.0000	0.1540	1.2000	0.0150	0.1470	
20.0000	0.1540	1.2000	0.0102	0.1002	

4. 고유치 해석결과

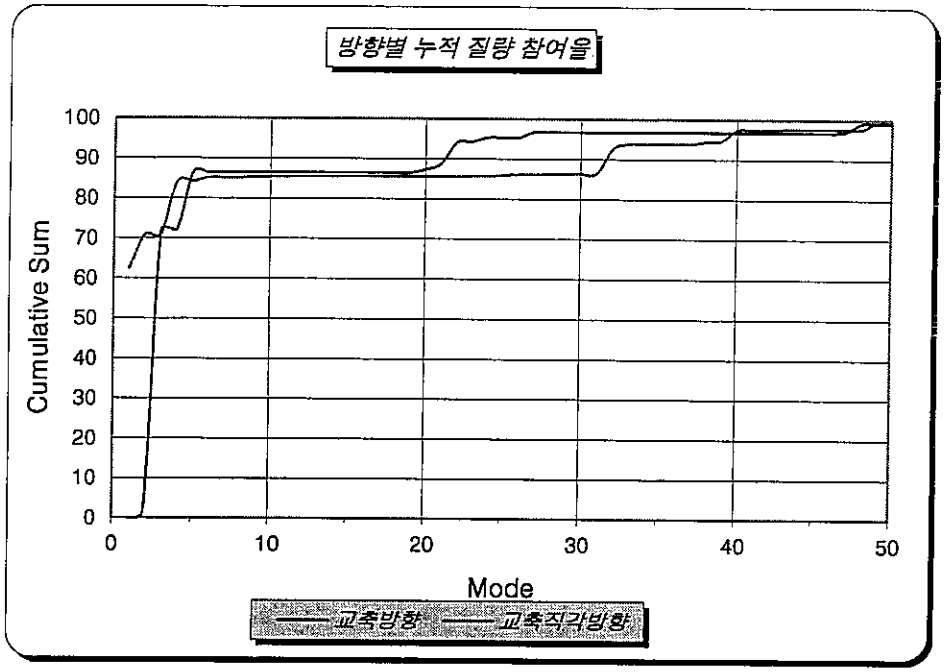
4.1 주기 및 진동수

< 모드별 주기 및 진동수 >

MODE	PERIOD	FREQUENCY		EIGENVALUE	비고
	(TIME)	(CYC/TIME)	(RAD/TIME)	(RAD/TIME)**2	
1	1.8489	0.5409	3.40	11.55	
2	1.7131	0.5837	3.67	13.45	
3	1.6451	0.6078	3.82	14.59	
4	1.5225	0.6568	4.13	17.03	
5	1.3987	0.7150	4.49	20.18	
6	1.2102	0.8263	5.19	26.96	
7	1.0853	0.9214	5.79	33.52	
8	0.7731	1.2935	8.13	66.06	
9	0.6500	1.5386	9.67	93.45	
10	0.6067	1.6482	10.36	107.24	
11	0.5651	1.7696	11.12	123.63	
12	0.5345	1.8708	11.75	138.17	
13	0.4836	2.0678	12.99	168.81	
14	0.4732	2.1131	13.28	176.27	
15	0.4544	2.2007	13.83	191.19	
16	0.4301	2.3251	14.61	213.42	
17	0.4230	2.3640	14.85	220.63	
18	0.4096	2.4416	15.34	235.34	
19	0.4081	2.4501	15.39	236.99	
20	0.3885	2.5739	16.17	261.55	
21	0.3807	2.6268	16.50	272.41	
22	0.3716	2.6909	16.91	285.86	
23	0.3649	2.7407	17.22	296.55	
24	0.3625	2.7584	17.33	300.37	
25	0.3174	3.1510	19.80	391.98	
26	0.3105	3.2206	20.24	409.47	
27	0.3026	3.3047	20.76	431.14	
28	0.3014	3.3179	20.85	434.59	
29	0.3011	3.3216	20.87	435.56	
30	0.2830	3.5333	22.20	492.85	
31	0.2829	3.5352	22.21	493.38	
32	0.2532	3.9489	24.81	615.62	
33	0.2465	4.0566	25.49	649.67	
34	0.2375	4.2100	26.45	699.72	
35	0.2326	4.2992	27.01	729.68	
36	0.2081	4.8056	30.19	911.71	
37	0.1699	5.8867	36.99	1368.04	
38	0.1575	6.3505	39.90	1592.13	
39	0.1546	6.4666	40.63	1650.87	
40	0.1388	7.2023	45.25	2047.85	
41	0.1223	8.1776	51.38	2640.05	
42	0.1183	8.4550	53.12	2822.23	
43	0.1022	9.7801	61.45	3776.12	
44	0.0812	12.3139	77.37	5986.15	
45	0.0773	12.9312	81.25	6601	
46	0.0630	15.8813	99.78	9957	
47	0.0506	19.7654	124.19	15423	
48	0.0328	30.4774	191.50	36670	
49	0.0264	37.9045	238.16	56721	
50	0.0071	141.7600	890.70	793355	

4.2 질량 참여율

고유치 해석결과 방향별 유효 질량 참여율의 합이 90%를 상회함을 확인하여 본 해석이 교량의 동적거동을 충분히 구현하고 있음을 확인하였다.

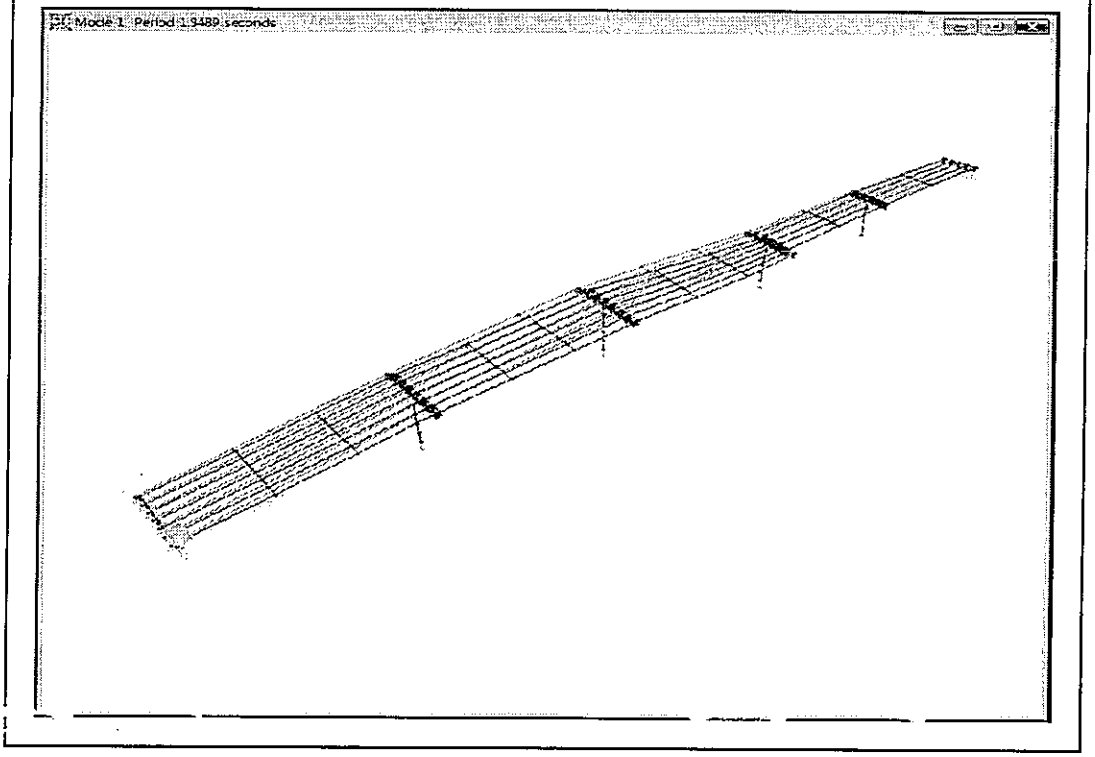


< 질량참여율 >

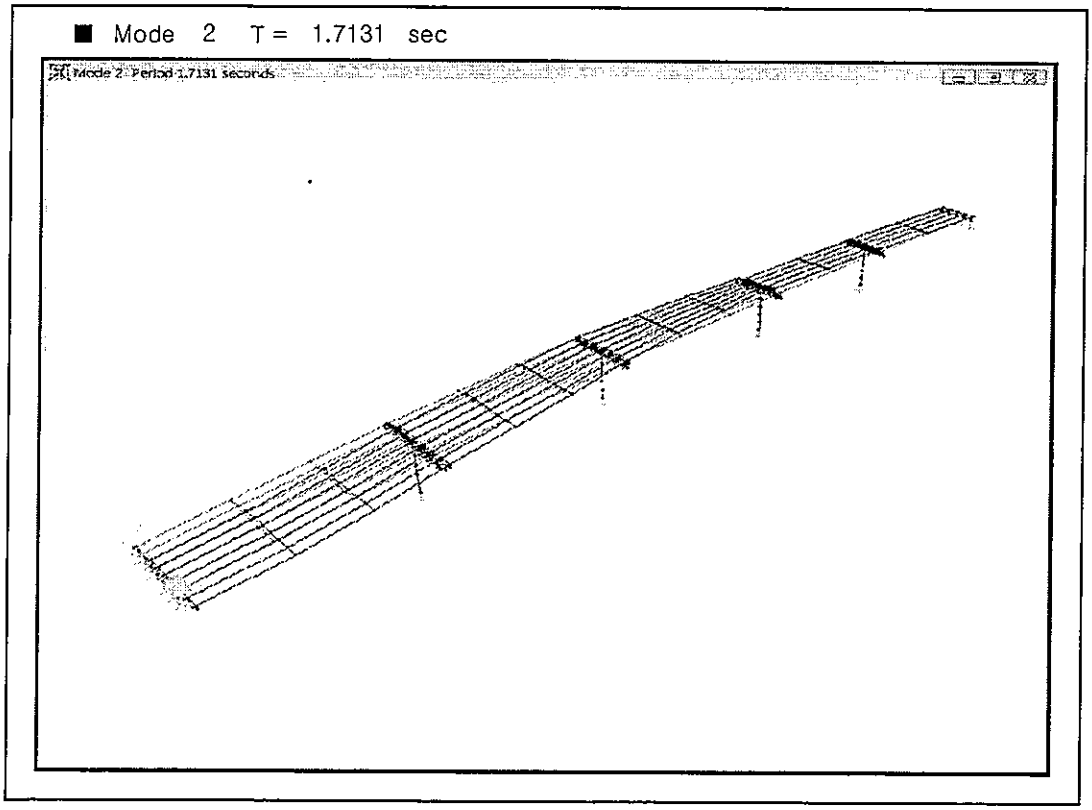
MODE	PERIOD (SEC)	INDIVIDUAL MODE (PERCENT)			CUMULATIVE SUM (PERCENT)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	1.849	0.027	62.548	0.001	0.027	62.548	0.001
2	1.713	1.402	8.366	0.000	1.430	70.914	0.001
3	1.645	70.497	0.058	0.000	71.926	70.972	0.001
4	1.523	0.095	13.149	0.000	72.021	84.120	0.001
5	1.399	14.420	0.091	0.000	86.441	84.211	0.001
6	1.210	0.005	0.911	0.000	86.446	85.122	0.001
7	1.085	0.003	0.003	0.001	86.448	85.124	0.002
8	0.773	0.000	0.010	0.002	86.448	85.135	0.004
9	0.650	0.001	0.179	0.000	86.449	85.314	0.004
10	0.607	0.000	0.101	0.041	86.449	85.415	0.045
11	0.565	0.000	0.001	0.008	86.449	85.415	0.052
12	0.535	0.000	0.089	0.001	86.450	85.504	0.053
13	0.484	0.000	0.009	0.138	86.450	85.513	0.191
14	0.473	0.002	0.001	4.215	86.451	85.514	4.406
15	0.454	0.000	0.057	0.005	86.451	85.571	4.411
16	0.430	0.000	0.000	0.002	86.451	85.571	4.413
17	0.423	0.000	0.006	0.012	86.451	85.577	4.425
18	0.410	0.000	0.005	0.008	86.451	85.582	4.433
19	0.408	0.023	0.000	0.004	86.474	85.582	4.437
20	0.389	0.805	0.001	0.007	87.279	85.583	4.444
21	0.381	1.566	0.005	0.080	88.845	85.588	4.524
22	0.372	5.244	0.021	0.050	94.089	85.609	4.573
23	0.365	0.217	0.158	0.030	94.306	85.767	4.603
24	0.363	1.040	0.009	0.003	95.345	85.776	4.606
25	0.317	0.009	0.160	0.002	95.354	85.936	4.608
26	0.311	0.000	0.207	0.005	95.354	86.142	4.612
27	0.303	1.406	0.000	0.001	96.761	86.142	4.614
28	0.301	0.004	0.148	0.137	96.764	86.290	4.751
29	0.301	0.006	0.001	11.877	96.770	86.291	16.627
30	0.283	0.000	0.136	0.092	96.770	86.427	16.719
31	0.283	0.003	0.006	38.607	96.774	86.432	55.327
32	0.253	0.008	6.106	0.239	96.781	92.538	55.566
33	0.247	0.001	1.372	0.030	96.782	93.910	55.595
34	0.238	0.020	0.002	0.000	96.803	93.912	55.595
35	0.233	0.004	0.006	0.000	96.807	93.918	55.595
36	0.208	0.000	0.010	0.002	96.807	93.928	55.597
37	0.170	0.000	0.006	0.009	96.807	93.934	55.605
38	0.157	0.000	0.516	0.070	96.807	94.450	55.675
39	0.155	0.004	0.281	0.022	96.810	94.730	55.698
40	0.139	0.002	2.761	0.084	96.812	97.491	55.782
41	0.122	0.008	0.052	0.004	96.820	97.543	55.786
42	0.118	0.001	0.003	2.414	96.821	97.546	58.200
43	0.102	0.000	0.129	0.381	96.821	97.675	58.580
44	0.081	0.000	0.001	24.954	96.821	97.677	83.534
45	0.077	0.017	0.008	0.048	96.838	97.685	83.582
46	0.063	0.006	0.000	9.011	96.844	97.685	92.593
47	0.051	0.287	0.005	0.193	97.131	97.689	92.785
48	0.033	2.067	0.001	0.004	99.199	97.690	92.789
49	0.026	0.001	1.586	0.001	99.200	99.276	92.790
50	0.007	0.001	0.000	4.930	99.201	99.276	97.720

4.3 모드형상(Mode Shape)

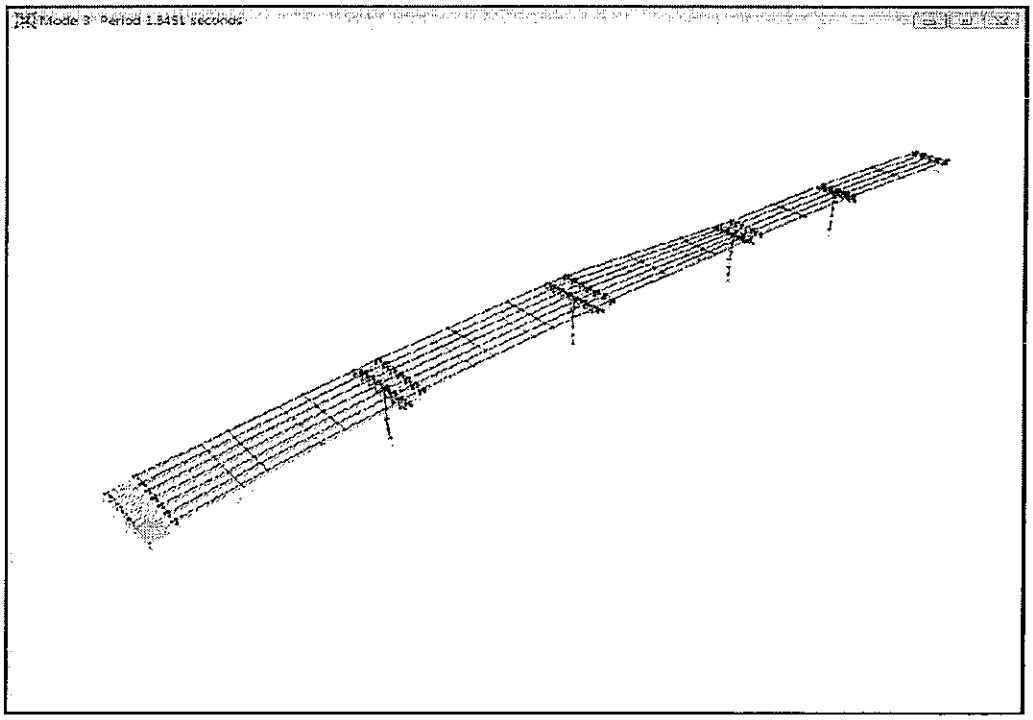
■ Mode 1 T = 1.8489 sec



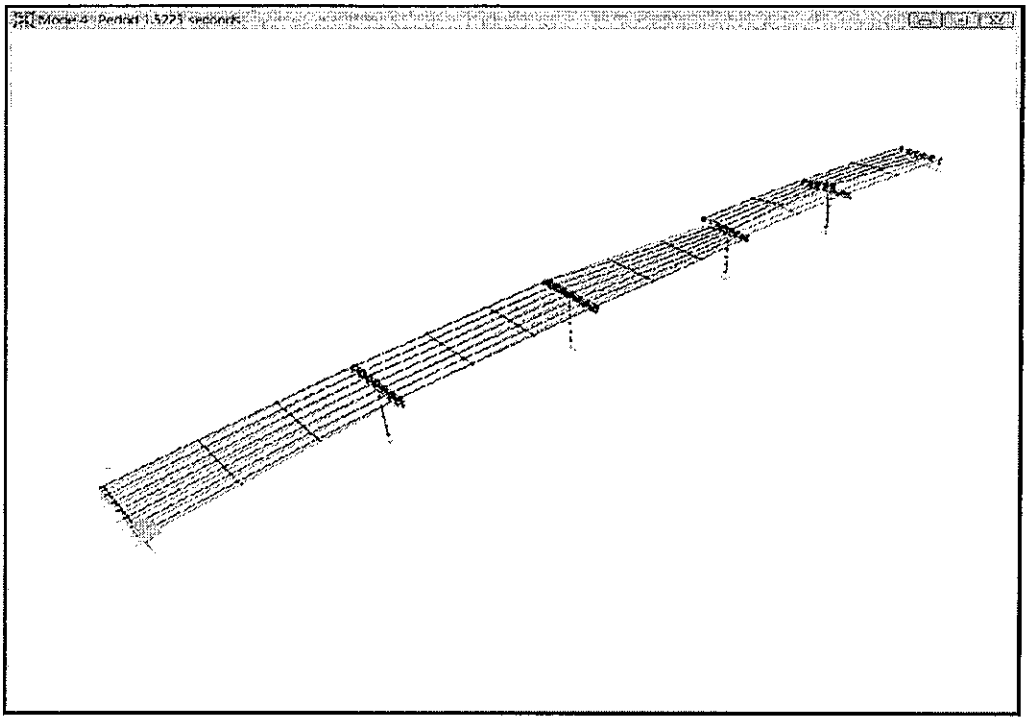
■ Mode 2 T = 1.7131 sec



■ Mode 3 T = 1.6451 sec



■ Mode 4 T = 1.5225 sec



5. 내진해석결과

◎ 다중모드해석

하중경우 1 : 1.0 × (종방향축의 해석) + 0.3 × (횡방향축의 해석)

하중경우 2 : 1.0 × (횡방향축의 해석) + 0.3 × (종방향축의 해석)

1) 받침부재력 (kN)

교량받침		COM1		COM2		교량받침			검토	비고
NO.	구분	교축방향	교직방향	교축방향	교직방향	수직용량	수평부	수평용량		
A1	1	225.73	77.19	75.06	174.66	2250	M	345	O.K.	
	2	224.37	77.23	71.45	174.70	2250	M	345	O.K.	
	3	224.28	77.27	71.94	174.74	2250	M	345	O.K.	
	4	225.13	77.29	75.50	174.74	2250	G	345	O.K.	
	5	226.20	77.30	79.76	174.69	2250	M	345	O.K.	
	6	227.33	77.28	84.26	174.59	2250	M	345	O.K.	
	7	228.46	77.25	88.90	174.46	2250	M	345	O.K.	
P1L	8	249.24	71.19	89.80	190.22	2000	M	311	O.K.	
	9	247.62	71.25	83.96	190.29	2000	M	311	O.K.	
	10	246.27	71.30	79.13	190.34	2000	M	311	O.K.	
	11	246.01	71.34	78.39	190.33	2000	G	311	O.K.	
	12	246.83	71.34	82.58	190.21	2000	M	311	O.K.	
	13	247.81	71.32	87.91	190.03	2000	M	311	O.K.	
	14	248.84	71.30	93.66	189.84	2000	M	311	O.K.	
P1R	15	249.26	70.88	89.81	190.49	2000	M	311	O.K.	
	16	247.64	70.92	83.98	190.54	2000	M	311	O.K.	
	17	246.30	70.96	79.16	190.59	2000	M	311	O.K.	
	18	246.02	70.98	78.37	190.57	2000	G	311	O.K.	
	19	246.84	70.97	82.52	190.44	2000	M	311	O.K.	
	20	247.81	70.93	87.82	190.26	2000	M	311	O.K.	
	21	248.84	70.89	93.55	190.04	2000	M	311	O.K.	
P2L	22	255.40	76.61	96.00	235.12	2000	G	311	O.K.	
	23	253.90	76.60	90.30	235.13	2000	G	311	O.K.	
	24	252.47	76.56	85.19	235.12	2000	G	311	O.K.	
	25	251.21	76.47	81.15	235.03	2000	F	311	O.K.	
	26	250.65	76.33	80.83	234.81	2000	G	311	O.K.	
[illegible]	27	251.15	76.18	84.56	234.50	2000	G	311	O.K.	
	28	252.07	76.04	89.80	234.16	2000	G	311	O.K.	
[illegible]	29	255.37	77.66	95.92	237.89	2000	M	311	O.K.	
	30	253.88	77.60	90.27	237.80	2000	M	311	O.K.	
	31	252.47	77.56	85.20	237.72	2000	M	311	O.K.	
P2R	32	251.21	77.52	81.17	237.62	2000	G	311	O.K.	
	33	250.65	77.44	80.82	237.39	2000	M	311	O.K.	
	34	251.13	77.32	84.51	237.11	2000	M	311	O.K.	
	35	252.04	77.20	89.71	236.82	2000	M	311	O.K.	
P3L	36	181.74	87.84	63.11	243.54	2250	M	345	O.K.	
	37	180.94	87.85	60.78	243.58	2250	M	345	O.K.	
	38	180.23	87.85	58.77	243.61	2250	M	345	O.K.	
	39	179.99	87.84	58.43	243.58	2250	G	345	O.K.	
	40	180.27	87.78	60.03	243.45	2250	M	345	O.K.	
	41	180.83	87.71	62.57	243.27	2250	M	345	O.K.	
	42	181.40	87.62	65.17	243.08	2250	M	345	O.K.	
P3R	43	157.87	59.13	67.62	161.82	1750	M	259	O.K.	
	44	156.37	59.20	62.60	162.03	1750	M	259	O.K.	
	45	154.96	59.27	58.07	162.21	1750	G	259	O.K.	
	46	153.95	59.30	55.19	162.30	1750	M	259	O.K.	
	47	153.93	59.31	55.61	162.33	1750	M	259	O.K.	
P4L	48	145.44	46.72	59.88	130.55	1750	M	259	O.K.	
	49	144.09	46.78	54.76	130.73	1750	M	259	O.K.	
	50	143.07	46.83	51.08	130.89	1750	G	259	O.K.	
	51	142.78	46.83	50.80	130.96	1750	M	259	O.K.	
	52	143.50	46.85	54.20	131.02	1750	M	259	O.K.	
P4R	53	145.40	46.22	59.75	129.28	1750	G	259	O.K.	
	54	144.05	46.29	54.64	129.48	1750	G	259	O.K.	
	55	143.05	46.37	51.01	129.65	1750	F	259	O.K.	
	56	142.78	46.41	50.83	129.73	1750	G	259	O.K.	
	57	143.51	46.43	54.30	129.78	1750	G	259	O.K.	
A2	58	198.35	50.98	73.38	137.74	1750	M	259	O.K.	
	59	197.07	51.02	69.57	137.88	1750	M	259	O.K.	
	60	196.98	51.04	69.64	137.95	1750	G	259	O.K.	

	61	197.99	51.04	73.33	137.96	1750	M	259	O.K.	
	62	199.53	51.03	78.92	137.94	1750	M	259	O.K.	

※응답수정계수 나누기 전의 값임.

2) 발침변위 (mm)

PIER NO	부재	COM1		COM2		교량받침			검토	비고
		교축	교직	교축	교직	소켓용량	구분	허용변위		
	1	117.69	40.27	38.95	91.13	2250	10층	180	O.K.	
	2	117.00	40.29	37.15	91.15	2250	10층	180	O.K.	
	3	116.99	40.31	37.52	91.16	2250	10층	180	O.K.	
A1	4,5	117.44	40.32	39.38	91.16	2250	10층	180	O.K.	
	5	117.98	40.33	41.58	91.14	2250	10층	180	O.K.	
	6	118.56	40.32	43.88	91.10	2250	10층	180	O.K.	
	7	119.13	40.32	46.26	91.05	2250	10층	180	O.K.	
	8	83.87	25.16	30.18	67.35	2000	6층	108	O.K.	
	9	83.47	25.18	28.23	67.37	2000	6층	108	O.K.	
	10	83.16	25.19	26.66	67.38	2000	6층	108	O.K.	
P1L	11	83.20	25.20	26.42	67.37	2000	6층	108	O.K.	
	12	83.58	25.20	27.82	67.33	2000	6층	108	O.K.	
	13	84.04	25.20	29.68	67.28	2000	6층	108	O.K.	
	14	84.50	25.19	31.69	67.22	2000	6층	108	O.K.	
	15	83.87	25.01	30.18	67.46	2000	6층	108	O.K.	
	16	83.47	25.03	28.23	67.47	2000	6층	108	O.K.	
	17	83.17	25.05	26.67	67.48	2000	6층	108	O.K.	
P1R	18	83.21	25.06	26.41	67.47	2000	6층	108	O.K.	
	19	83.58	25.07	27.80	67.43	2000	6층	108	O.K.	
	20	84.03	25.06	29.65	67.38	2000	6층	108	O.K.	
	21	84.50	25.05	31.65	67.32	2000	6층	108	O.K.	
	22	85.97	27.06	32.35	83.36	2000	6층	108	O.K.	
	23	85.61	27.06	30.41	83.35	2000	6층	108	O.K.	
	24	85.26	27.05	28.66	83.34	2000	6층	108	O.K.	
P2L	25	84.96	27.02	27.26	83.31	2000	6층	108	O.K.	
	26	84.89	26.98	27.19	83.24	2000	6층	108	O.K.	
	27	85.20	26.93	28.55	83.15	2000	6층	108	O.K.	
	28	85.65	26.89	30.43	83.04	2000	6층	108	O.K.	
	29	85.97	27.35	32.31	84.29	2000	6층	108	O.K.	
	30	85.61	27.34	30.39	84.25	2000	6층	108	O.K.	
	31	85.26	27.33	28.65	84.22	2000	6층	108	O.K.	
P2R	32	84.95	27.33	27.26	84.19	2000	6층	108	O.K.	
	33	84.89	27.31	27.19	84.12	2000	6층	108	O.K.	
	34	85.19	27.28	28.54	84.04	2000	6층	108	O.K.	
	35	85.64	27.25	30.40	83.95	2000	6층	108	O.K.	
	36	88.56	45.47	27.53	126.37	2250	10층	180	O.K.	
	37	88.49	45.47	27.35	126.39	2250	10층	180	O.K.	
	38	88.50	45.47	27.48	126.39	2250	10층	180	O.K.	
P3L	39	88.66	45.46	28.16	126.37	2250	10층	180	O.K.	
	40	88.86	45.43	29.13	126.32	2250	10층	180	O.K.	
	41	89.07	45.40	30.14	126.23	2250	10층	180	O.K.	
	42	89.23	45.36	30.98	126.15	2250	10층	180	O.K.	
	43	55.11	21.61	24.65	59.45	1750	6층	108	O.K.	
	44	54.65	21.64	22.79	59.53	1750	6층	108	O.K.	
P3R	45	54.17	21.67	20.99	59.60	1750	6층	108	O.K.	
	46	53.74	21.69	19.60	59.65	1750	6층	108	O.K.	
	47	53.64	21.70	19.34	59.68	1750	6층	108	O.K.	
	48	59.06	19.82	24.34	55.72	1750	6층	108	O.K.	
	49	58.60	19.85	22.34	55.79	1750	6층	108	O.K.	
P4L	50	58.26	19.87	20.86	55.85	1750	6층	108	O.K.	
	51	58.11	19.88	20.45	55.89	1750	6층	108	O.K.	
	52	58.34	19.89	21.47	55.92	1750	6층	108	O.K.	
	53	59.05	19.61	24.29	55.17	1750	6층	108	O.K.	
	54	58.59	19.63	22.29	55.25	1750	6층	108	O.K.	
P4R	55	58.25	19.66	20.83	55.31	1750	6층	108	O.K.	
	56	58.11	19.67	20.45	55.35	1750	6층	108	O.K.	
	57	58.35	19.69	21.50	55.37	1750	6층	108	O.K.	
	58	82.75	21.29	30.52	57.52	1750	6층	108	O.K.	
	59	82.25	21.30	29.01	57.57	1750	6층	108	O.K.	
A2	60	82.22	21.31	29.06	57.59	1750	6층	108	O.K.	
	61	82.63	21.31	30.56	57.59	1750	6층	108	O.K.	
	62	83.25	21.31	32.82	57.59	1750	6층	108	O.K.	

3) 기둥에 작용하는 탄성지진력

구분		Frame	LOAD	교축방향		변위(m)	교직방향		변위(m)
				전단력 (KN)	모멘트 (KN		전단력 (KN)	모멘트 (KN	
P1	상단	P1A	COMB1	3829.70	4768.33	0.03	1134.65	5489.91	0.01
		P1A	COMB2	1242.79	1839.26	0.01	3052.47	15022.54	0.04
	하단	P1B	COMB1	3983.39	52200.87		1175.51	18649.97	
		P1B	COMB2	1343.31	16776.98		3172.57	50494.88	
P2	상단	P2A	COMB1	3905.38	4578.70	0.03	1218.14	5961.36	0.01
		P2A	COMB2	1281.33	1692.97	0.01	3708.98	18728.86	0.04
	하단	P2B	COMB1	4065.59	51988.07		1261.12	20000.61	
		P2B	COMB2	1393.68	16776.05		3823.26	61697.30	
P3	상단	P3A	COMB1	1729.67	4710.39	0.03	816.33	3638.64	0.02
		P3A	COMB2	592.84	1692.85	0.01	2274.35	10198.83	0.04
	하단	P3B	COMB1	1823.86	24217.15		836.52	12512.39	
		P3B	COMB2	653.04	8213.50		2335.77	34918.10	
P4	상단	P4A	COMB1	1560.16	1242.13	0.02	511.35	2117.79	0.01
		P4A	COMB2	559.00	660.30	0.01	1431.86	5919.58	0.03
	하단	P4B	COMB1	1645.14	17889.46		534.30	7268.16	
		P4B	COMB2	612.26	6487.79		1494.81	20592.38	

6. 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.

$$\Delta l i = d + \Delta ls + \Delta ls + 0.4\Delta lt$$

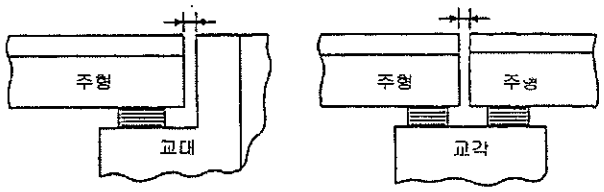
여기서, Δli : 상부구조의 여유간격
d : 지반에 대한 상부구조의 총변위 (di + dsub)
Δls : 콘크리트의 건조수축에 의 한 이동량 (mm)
Δlc : 콘크리트의 크리프에 의한 이동량 (mm)
Δlt : 온도변화에 의한 이동량 (mm)
(Δls 와 Δlc 는 수축량이므로 고려하지 않음)

- 상부구조의 여유간격 검토

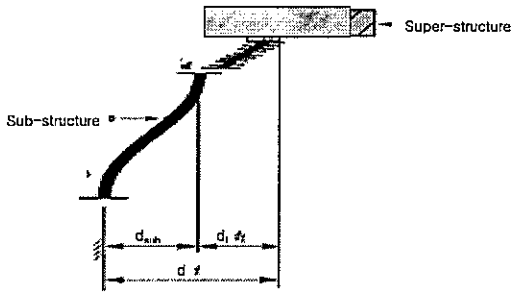
상부구조의 여유간격은 도로교설계기준 2.4.1.3 page.42에서 규정하는 여유량을 고려한 가동받침의 이동량보다 커야 하며, 또한 교축직각방향의 지진시 변위에 의한 인접상부구조 및 주요구조부재간의 충돌 가능성이 있을 때는 이를 방지하기 위한 여유간격을 설치한다.

(단위:mm)

구분	상부구조의 총변위량(d)		상부변위	온도변위	여유간격	설치간격	검토결과
	지반변위	교각변위					
	(di)	(dsub)	(di+dsub)	(Δlt)	(Δli)		
A1	119.13	0.00	119.13	40.00	135.13	170	O.K
P3	89.23	28.80	118.03	36.00	132.43	150	O.K
A2	83.25	0.00	83.25	16.00	89.65	100	O.K



<그림> 상부구조의 여유간격



<그림> 지반에 대한 상부구조의 총변위 (d = di + dsub)

내진해석(오창방향)

목 차

1. 설계대상 교량제원 및 설계상수

2. 단면특성
   2.1 상부구조
   2.2 하부구조
   2.3 질량산정
   2.4 받침상수

3. 구조해석
   3.1 모델링
   3.2 전산 입력데이터
   3.3 탄성지진 응답계수 산정

4. 고유치 해석결과
   4.1 주기 및 진동수
   4.2 질량참여율
   4.3 모드형상

5. 내진해석 결과
   5.1 받침부재력
   5.2 받침 변위
   5.3 기둥 부재력

6. 유간검토

1. 설계대상 교량제원 및 설계상수

1.1 교량형식 : BICON GIRDER 교

1.2 해석 대상 교량 총연장 :
3@50.000 + 2@40.000 = 230.000 m

1.3 교 폭 : 15.975 m

1.4 교각형식
T형교각

1.5 교각기초형식 : 말뚝기초

1.6 내진설계상수
(1) 내진등급 : 내진 1 등급교 (도로교 설계기준 p.456)
(2) 지진구역계수 : 0.11 (도로교 설계기준 p.456)
(3) 위험도계수 : I = 1.4 (도로교 설계기준 p.456)
(2) 가속도계수 : A = 0.154 (도로교 설계기준 p.455)
(3) 지반계수 : S = 1.2 (지반종류 2 , 도로교 설계기준 p.457)
(4) 응답수정계수 (도로교 설계기준 p.458)
(5) 고유치 해석방법 : Ritz Vector
(6) 받침형식 : 탄성받침

1.7 해석방법

(1) 해석방법 선정
다중모드 스펙트럼 해석
(2) 방향조합방법 : 100-30%방법

1.8 해석모델
(1) 사용프로그램 : SAP2000
(2) 모델링 : Frame요소사용
(3) 질량산정 : 1,2차 고정하중 및 자중을 각 요소에
단위길이당 분포질량으로 입력

2. 단면특성

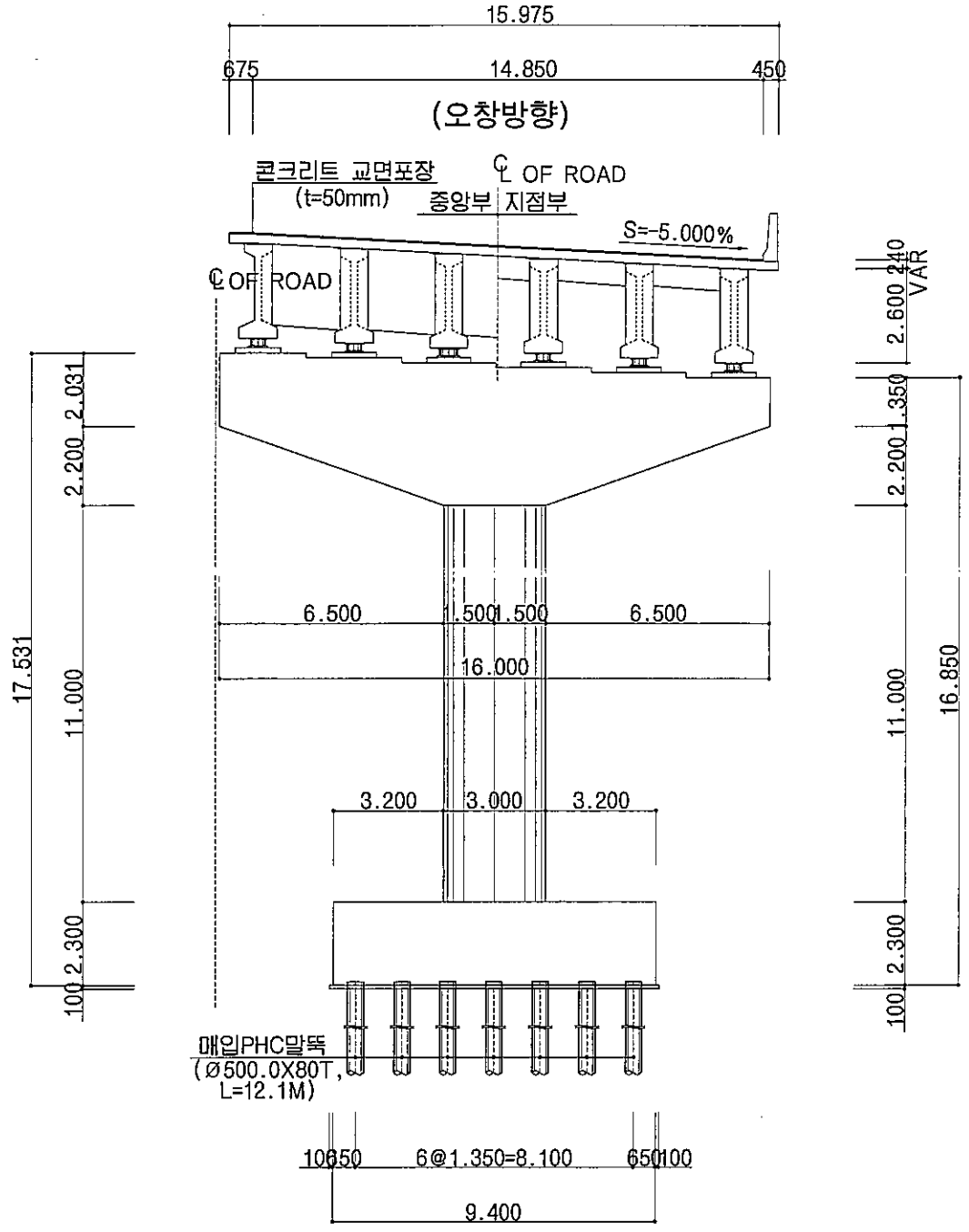
2.1 상부구조

: 상부구조는 BICON GIRDER교로 이루어져 있으며 교폭은 15.975 m이다.

상부구조의 일반도는 아래와 같다.

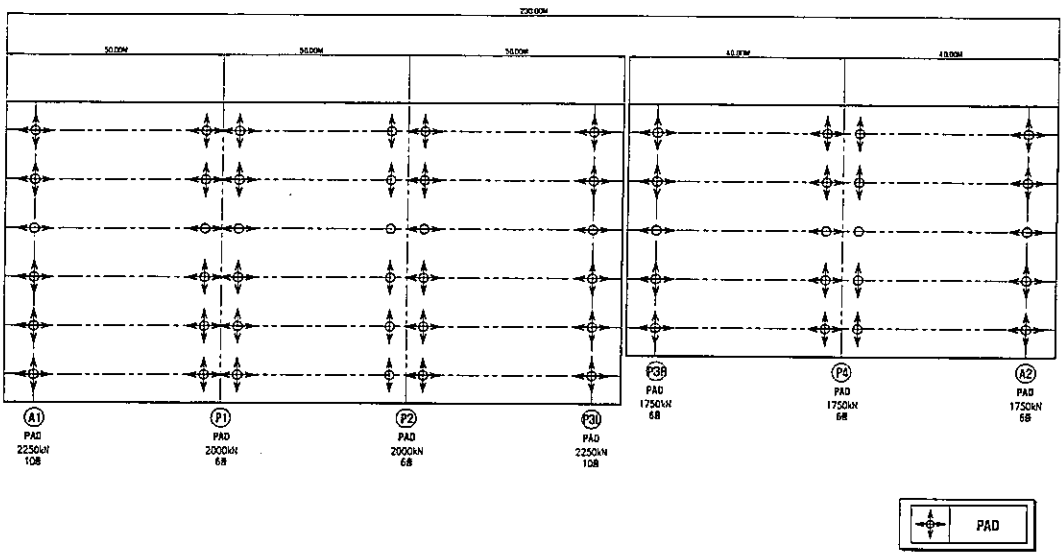
2.2 하부구조

: 하부구조는 T형교각으로 구성되어져 있으며 개략적인 제원은 다음과 같다.



2.4 적용 받침 특성

1) 받침배치



* SAP2000 NLLINK - PROPERTY

```
NLPROP
  NAME=P225H10   TYPE=Gap
    DOF=U1  KE=557600  CE=0
    DOF=U2  KE=1917  CE=0
    DOF=U3  KE=1917  CE=0
  NAME=P200H6   TYPE=Gap
    DOF=U1  KE=681800  CE=0
    DOF=U2  KE=2875  CE=0
    DOF=U3  KE=2875  CE=0
  NAME=P175H6   TYPE=Gap
    DOF=U1  KE=504200  CE=0
    DOF=U2  KE=2396  CE=0
    DOF=U3  KE=2396  CE=0
```

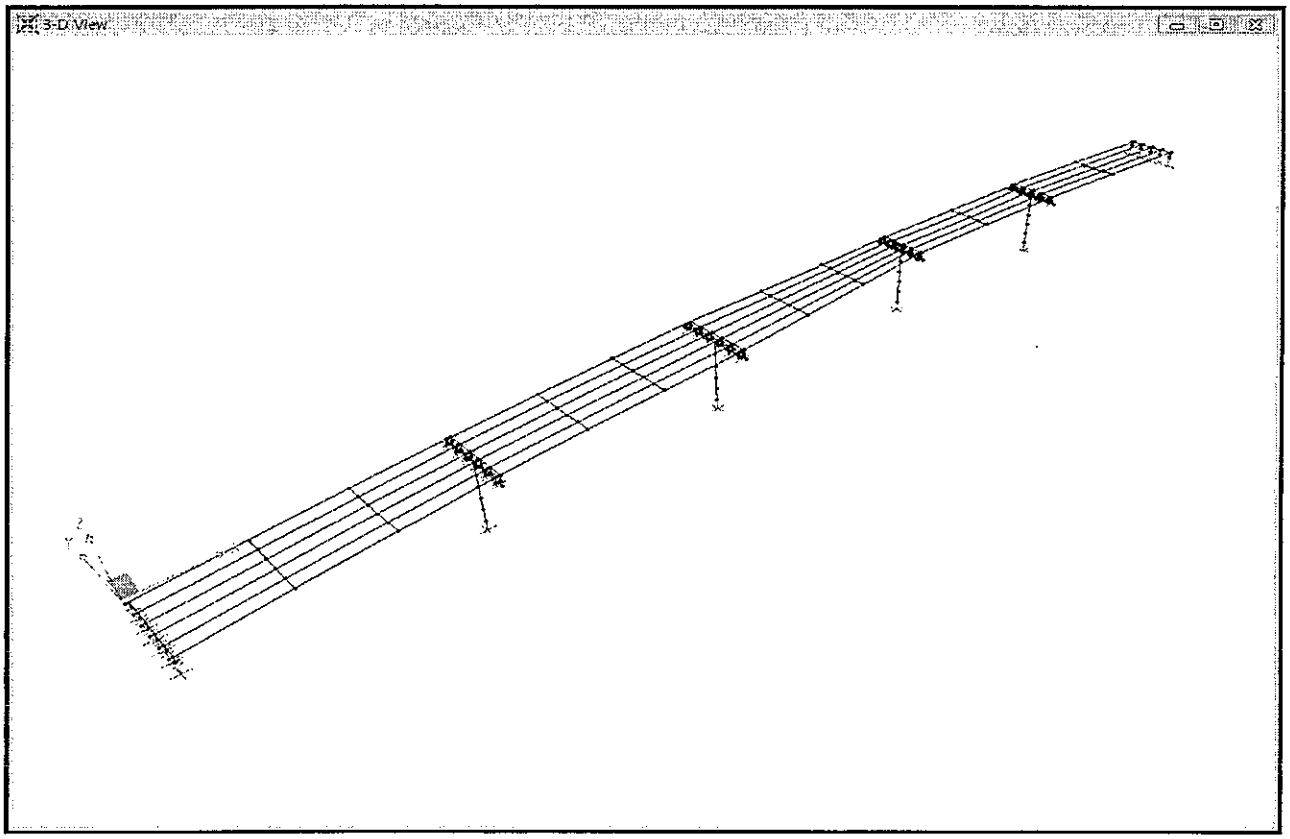
* SAP2000 NLLINK : 를 사용하여 각 받침 모델링

3. 구조해석

3.1 MODELING

병천천교(오창방향)의 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=.0812  Y=-1.2274  Z=0
  2  X=.649  Y=-1.1776  Z=0
  3  X=17.2279  Y=.2761  Z=0
  4  X=32.8803  Y=1.6486  Z=0
  5  X=49.461  Y=3.1025  Z=0
  6  X=49.9581  Y=3.1461  Z=0
  7  X=50.4636  Y=3.1015  Z=0
  8  X=67.0937  Y=3.7528  Z=0
  9  X=82.7942  Y=4.3677  Z=0
  A  X=99.696  Y=-1.8868  Z=-1.4
  10  X=99.4254  Y=5.0191  Z=0
  11  X=99.9249  Y=5.0386  Z=0
  12  X=100.4266  Y=5.0019  Z=0
  13  X=117.0691  Y=4.8493  Z=0
  14  X=132.781  Y=4.7053  Z=0
  15  X=149.4239  Y=4.5527  Z=0
  16  X=149.9373  Y=4.548  Z=0
  17  X=-.0126  Y=-3.9962  Z=0
  18  X=.5565  Y=-3.9463  Z=0
  19  X=17.1355  Y=-2.4925  Z=0
  20  X=32.788  Y=-1.12  Z=0
  21  X=49.3686  Y=.3339  Z=0
```

22 X=49.8665 Y=.3775 Z=0
23 X=50.3715 Y=.3458 Z=0
24 X=67.0017 Y=.9971 Z=0
25 X=82.7022 Y=1.612 Z=0
26 X=99.3334 Y=2.2634 Z=0
27 X=99.8332 Y=2.2829 Z=0
28 X=100.3548 Y=2.2579 Z=0
29 X=116.9912 Y=2.3809 Z=0
30 X=132.6972 Y=2.4971 Z=0
31 X=149.3529 Y=2.6204 Z=0
32 X=149.8535 Y=2.6241 Z=0
33 X=-.1064 Y=-6.765 Z=0
34 X=.464 Y=-6.7149 Z=0
35 X=17.0431 Y=-5.2612 Z=0
36 X=32.6956 Y=-3.8887 Z=0
37 X=49.2761 Y=-2.4348 Z=0
38 X=49.7749 Y=-2.3911 Z=0
39 X=50.2795 Y=-2.41 Z=0
40 X=66.9097 Y=-1.7586 Z=0
41 X=82.6102 Y=-1.1437 Z=0
42 X=99.2413 Y=-.4924 Z=0
43 X=99.7415 Y=-.4728 Z=0
44 X=100.2831 Y=-.4855 Z=0
45 X=116.9089 Y=-.0874 Z=0
46 X=132.6046 Y=.2885 Z=0
47 X=149.2684 Y=.6875 Z=0
48 X=149.7697 Y=.6995 Z=0
49 X=-.2002 Y=-9.5337 Z=0
50 X=.3716 Y=-9.4836 Z=0
51 X=16.9507 Y=-8.0298 Z=0
52 X=32.6032 Y=-6.6573 Z=0
53 X=49.1836 Y=-5.2035 Z=0
54 X=49.6833 Y=-5.1596 Z=0
55 X=50.1875 Y=-5.1657 Z=0
56 X=66.8177 Y=-4.5143 Z=0
57 X=82.5182 Y=-3.8994 Z=0
58 X=99.1493 Y=-3.2481 Z=0
59 X=99.6497 Y=-3.2285 Z=0
60 X=100.218 Y=-3.2279 Z=0
61 X=116.8287 Y=-2.5556 Z=0
62 X=132.5099 Y=-1.9209 Z=0
63 X=149.1773 Y=-1.2463 Z=0
64 X=149.6859 Y=-1.2257 Z=0
65 X=-.294 Y=-12.3025 Z=0
66 X= 2791 Y=-12.2523 Z=0
67 X=16.8584 Y=-10.7985 Z=0
68 X=32.5108 Y=-9.426 Z=0
69 X=49.0912 Y=-7.9721 Z=0
70 X=49.5917 Y=-7.9282 Z=0
71 X=50.0954 Y=-7.9214 Z=0
72 X=66.7258 Y=-7.2701 Z=0
73 X=82.4263 Y=-6.6551 Z=0
74 X=99.0573 Y=-6.0038 Z=0
75 X=99.558 Y=-5.9842 Z=0
76 X=100.1596 Y=-5.9691 Z=0
77 X=116.7506 Y=-5.0236 Z=0
78 X=132.4132 Y=-4.1311 Z=0
79 X=149.0796 Y=-3.1813 Z=0
80 X=149.6021 Y=-3.1515 Z=0
81 X=-.3879 Y=-15.0713 Z=0
82 X=.1866 Y=-15.0209 Z=0
83 X=16.7661 Y=-13.5671 Z=0
84 X=32.4185 Y=-12.1946 Z=0
85 X=48.9987 Y=-10.7408 Z=0
86 X=49.5001 Y=-10.6968 Z=0
87 X=50.0034 Y=-10.6771 Z=0
88 X=66.6338 Y=-10.0258 Z=0
89 X=82.3343 Y=-9.4109 Z=0
90 X=98.9652 Y=-8.7595 Z=0
91 X=99.4662 Y=-8.7399 Z=0
92 X=100.1077 Y=-8.7087 Z=0
93 X=116.6747 Y=-7.4914 Z=0
94 X=132.3144 Y=-6.3422 Z=0
95 X=148.9753 Y=-5.1179 Z=0
96 X=149.5183 Y=-5.078 Z=0
97 X=150.0376 Y=4.5398 Z=0
98 X=150.5476 Y=4.5129 Z=0
99 X=170.0203 Y=3.486 Z=0
AA X=49.7307 Y=-3.8354 Z=-1.4
J1 X=49.7313 Y=-3.8194 Z=-1.4
J2 X=99.6962 Y=-1.8788 Z=-1.4
J3 X=149.8257 Y=-.3034 Z=-1.4
J4 X=189.832 Y=-2.375 Z=-1.4
100 X=189.493 Y=2.459 Z=0
101 X=189.9927 Y=2.4326 Z=0
102 X=190.4912 Y=2.4014 Z=0
103 X=209.9101 Y=.6258 Z=0
104 X=229.3287 Y=-1.1498 Z=0
105 X=229.8681 Y=-1.1991 Z=0

106 X=149.9574 Y=2.1407 Z=0
107 X=150.4675 Y=2.1138 Z=0
108 X=169.9402 Y=1.0868 Z=0
109 X=189.4128 Y=.0599 Z=0
110 X=189.9126 Y=.0335 Z=0
111 X=190.4109 Y=-.0013 Z=0
112 X=209.8299 Y=-1.7769 Z=0
113 X=229.2484 Y=-3.5525 Z=0
114 X=229.7881 Y=-3.6018 Z=0
115 X=149.8771 Y=-.2584 Z=0
116 X=150.3873 Y=-.2853 Z=0
117 X=169.8601 Y=-1.3123 Z=0
118 X=189.3327 Y=-2.3392 Z=0
119 X=189.8325 Y=-2.3656 Z=0
120 X=190.3307 Y=-2.404 Z=0
121 X=209.7496 Y=-4.1796 Z=0
122 X=229.1682 Y=-5.9551 Z=0
123 X=229.7081 Y=-6.0045 Z=0
124 X=149.7969 Y=-2.6575 Z=0
125 X=150.3072 Y=-2.6844 Z=0
126 X=169.78 Y=-3.7114 Z=0
127 X=189.2526 Y=-4.7383 Z=0
128 X=189.7524 Y=-4.7647 Z=0
129 X=190.2504 Y=-4.8067 Z=0
130 X=209.6694 Y=-6.5823 Z=0
131 X=229.0879 Y=-8.3578 Z=0
132 X=229.6282 Y=-8.4072 Z=0
133 X=149.7166 Y=-5.0566 Z=0
134 X=150.2271 Y=-5.0835 Z=0
135 X=169.6999 Y=-6.1105 Z=0
136 X=189.1725 Y=-7.1374 Z=0
137 X=189.6723 Y=-7.1638 Z=0
138 X=190.1702 Y=-7.2093 Z=0
139 X=209.5891 Y=-8.9849 Z=0
140 X=229.0077 Y=-10.7605 Z=0
141 X=229.5482 Y=-10.8099 Z=0
142 X=.649 Y=-1.1776 Z=-1
143 X=.5565 Y=-3.9463 Z=-1
144 X=.464 Y=-6.7149 Z=-1
145 X=.3716 Y=-9.4836 Z=-1
146 X=.2791 Y=-12.2523 Z=-1
147 X=.1866 Y=-15.0209 Z=-1
148 X=49.461 Y=3.1025 Z=-1
149 X=49.3686 Y=.3339 Z=-1
150 X=49.2761 Y=-2.4348 Z=-1
151 X=49.1836 Y=-5.2035 Z=-1
152 X=49.0912 Y=-7.9721 Z=-1
153 X=48.9987 Y=-10.7408 Z=-1
154 X=50.4636 Y=3.1015 Z=-1
155 X=50.3715 Y=.3458 Z=-1
156 X=50.2795 Y=-2.41 Z=-1
157 X=50.1875 Y=-5.1657 Z=-1
158 X=50.0954 Y=-7.9214 Z=-1
159 X=50.0034 Y=-10.6771 Z=-1
160 X=99.4254 Y=5.0191 Z=-1
161 X=99.3334 Y=2.2634 Z=-1
162 X=99.2413 Y=-.4924 Z=-1
163 X=99.1493 Y=-3.2481 Z=-1
164 X=99.0573 Y=-6.0038 Z=-1
165 X=98.9652 Y=-8.7595 Z=-1
166 X=100.4266 Y=5.0019 Z=-1
167 X=100.3548 Y=2.2579 Z=-1
168 X=100.2831 Y=-.4855 Z=-1
169 X=100.218 Y=-3.2279 Z=-1
170 X=100.1596 Y=-5.9691 Z=-1
171 X=100.1077 Y=-8.7087 Z=-1
172 X=149.4239 Y=4.5527 Z=-1
173 X=149.3529 Y=2.6204 Z=-1
174 X=149.2684 Y=.6875 Z=-1
175 X=149.1773 Y=-1.2463 Z=-1
176 X=149.0796 Y=-3.1813 Z=-1
177 X=148.9753 Y=-5.1179 Z=-1
178 X=150.5476 Y=4.5129 Z=-1
179 X=150.4675 Y=2.1138 Z=-1
180 X=150.3873 Y=-.2853 Z=-1
181 X=150.3072 Y=-2.6844 Z=-1
182 X=150.2271 Y=-5.0835 Z=-1
183 X=189.493 Y=2.459 Z=-1
184 X=189.4128 Y=.0599 Z=-1
185 X=189.3327 Y=-2.3392 Z=-1
186 X=189.2526 Y=-4.7383 Z=-1
187 X=189.1725 Y=-7.1374 Z=-1
188 X=190.4912 Y=2.4014 Z=-1
189 X=190.4109 Y=-.0013 Z=-1
190 X=190.3307 Y=-2.404 Z=-1
191 X=190.2504 Y=-4.8067 Z=-1
192 X=190.1702 Y=-7.2093 Z=-1
193 X=229.3287 Y=-1.1498 Z=-1
194 X=229.2484 Y=-3.5525 Z=-1

195 X=229.1682 Y=-5.9551 Z=-1
196 X=229.0879 Y=-8.3578 Z=-1
197 X=229.0077 Y=-10.7605 Z=-1
198 X=.649 Y=-1.1776 Z=-1.4
199 X=.5565 Y=-3.9463 Z=-1.4
200 X=.464 Y=-6.7149 Z=-1.4
201 X=.3716 Y=-9.4836 Z=-1.4
202 X=.2791 Y=-12.2523 Z=-1.4
203 X=.1866 Y=-15.0209 Z=-1.4
204 X=229.3287 Y=-1.1498 Z=-1.4
205 X=229.2484 Y=-3.5525 Z=-1.4
206 X=229.1682 Y=-5.9551 Z=-1.4
207 X=229.0879 Y=-8.3578 Z=-1.4
208 X=229.0077 Y=-10.7605 Z=-1.4
209 X=49.9983 Y=4.1762 Z=-1.4
210 X=49.963 Y=3.1188 Z=-1.4
211 X=49.9619 Y=3.0858 Z=-1.4
212 X=49.9157 Y=1.7016 Z=-1.4
213 X=49.8709 Y=.3623 Z=-1.4
214 X=49.8694 Y=.3173 Z=-1.4
215 X=49.8232 Y=-1.0669 Z=-1.4
216 X=49.7813 Y=-2.3202 Z=-1.4
217 X=49.7789 Y=-2.3932 Z=-1.4
218 X=49.777 Y=-2.4511 Z=-1.4
219 X=49.7756 Y=-2.4911 Z=-1.4
222 X=49.6869 Y=-5.1476 Z=-1.4
223 X=49.6845 Y=-5.2196 Z=-1.4
224 X=49.6812 Y=-5.3185 Z=-1.4
225 X=49.6383 Y=-6.6038 Z=-1.4
226 X=49.5949 Y=-7.9041 Z=-1.4
227 X=49.592 Y=-7.989 Z=-1.4
228 X=49.5458 Y=-9.3733 Z=-1.4
229 X=49.5028 Y=-10.6605 Z=-1.4
230 X=49.4996 Y=-10.7575 Z=-1.4
231 X=49.4642 Y=-11.8149 Z=-1.4
232 X=49.7313 Y=-3.8194 Z=-15.2749
233 X=49.461 Y=3.1025 Z=-1.4
234 X=49.3686 Y=.3339 Z=-1.4
235 X=49.2761 Y=-2.4348 Z=-1.4
236 X=49.1836 Y=-5.2035 Z=-1.4
237 X=49.0912 Y=-7.9721 Z=-1.4
238 X=48.9987 Y=-10.7408 Z=-1.4
239 X=50.4636 Y=3.1015 Z=-1.4
240 X=50.3715 Y=.3458 Z=-1.4
241 X=50.2795 Y=-2.41 Z=-1.4
242 X=50.1875 Y=-5.1657 Z=-1.4
243 X=50.0954 Y=-7.9214 Z=-1.4
244 X=50.0034 Y=-10.6771 Z=-1.4
245 X=99.9633 Y=6.1167 Z=-1.4
246 X=99.9266 Y=5.0183 Z=-1.4
247 X=99.926 Y=5.0023 Z=-1.4
248 X=99.88 Y=3.6241 Z=-1.4
249 X=99.835 Y=2.2749 Z=-1.4
250 X=99.834 Y=2.2469 Z=-1.4
251 X=99.788 Y=.8686 Z=-1.4
252 X=99.7463 Y=-.3797 Z=-1.4
253 X=99.7434 Y=-.4676 Z=-1.4
254 X=99.742 Y=-.5096 Z=-1.4
255 X=99.7406 Y=-.5506 Z=-1.4
258 X=99.6519 Y=-3.2071 Z=-1.4
259 X=99.6518 Y=-3.2091 Z=-1.4
260 X=99.6499 Y=-3.265 Z=-1.4
261 X=99.6462 Y=-3.378 Z=-1.4
262 X=99.6039 Y=-4.6423 Z=-1.4
263 X=99.5603 Y=-5.9496 Z=-1.4
264 X=99.5579 Y=-6.0205 Z=-1.4
265 X=99.5119 Y=-7.3987 Z=-1.4
266 X=99.4688 Y=-8.687 Z=-1.4
267 X=99.4659 Y=-8.776 Z=-1.4
268 X=99.4292 Y=-9.8744 Z=-1.4
269 X=99.6962 Y=-1.8788 Z=-15.9752
270 X=99.4254 Y=5.0191 Z=-1.4
271 X=99.3334 Y=2.2634 Z=-1.4
272 X=99.2413 Y=-.4924 Z=-1.4
273 X=99.1493 Y=-3.2481 Z=-1.4
274 X=99.0573 Y=-6.0038 Z=-1.4
275 X=98.9652 Y=-8.7595 Z=-1.4
276 X=100.4266 Y=5.0019 Z=-1.4
277 X=100.3548 Y=2.2579 Z=-1.4
278 X=100.2831 Y=-.4855 Z=-1.4
279 X=100.218 Y=-3.2279 Z=-1.4
280 X=100.1596 Y=-5.9691 Z=-1.4
281 X=100.1077 Y=-8.7087 Z=-1.4
282 X=150.0226 Y=5.5933 Z=-1.4
283 X=149.9872 Y=4.5339 Z=-1.4
284 X=149.9872 Y=4.5319 Z=-1.4
285 X=149.955 Y=3.5674 Z=-1.4
286 X=149.9471 Y=3.3325 Z=-1.4
287 X=149.9227 Y=2.6009 Z=-1.4

288 X=149.907 Y=2.1322 Z=-1.4
289 X=149.8904 Y=1.6345 Z=-1.4
290 X=149.867 Y=.9329 Z=-1.4
291 X=149.8641 Y=.8459 Z=-1.4
292 X=149.8597 Y=.715 Z=-1.4
293 X=149.8581 Y=.668 Z=-1.4
294 X=149.8269 Y=-.2665 Z=-1.4
295 X=149.8258 Y=-.2994 Z=-1.4
297 X=149.7935 Y=-1.2669 Z=-1.4
298 X=149.7917 Y=-1.3219 Z=-1.4
299 X=149.7873 Y=-1.4528 Z=-1.4
300 X=149.7869 Y=-1.4658 Z=-1.4
301 X=149.7612 Y=-2.2344 Z=-1.4
302 X=149.7468 Y=-2.6651 Z=-1.4
303 X=149.7288 Y=-3.2028 Z=-1.4
304 X=149.7067 Y=-3.8654 Z=-1.4
305 X=149.6965 Y=-4.1723 Z=-1.4
306 X=149.6667 Y=-5.0648 Z=-1.4
307 X=149.6641 Y=-5.1407 Z=-1.4
308 X=149.6287 Y=-6.2001 Z=-1.4
309 X=149.8257 Y=-.3034 Z=-15.1251
310 X=149.4239 Y=4.5527 Z=-1.4
311 X=149.3529 Y=2.6204 Z=-1.4
312 X=149.2684 Y=.6875 Z=-1.4
313 X=149.1773 Y=-1.2463 Z=-1.4
314 X=149.0796 Y=-3.1813 Z=-1.4
315 X=148.9753 Y=-5.1179 Z=-1.4
316 X=150.5476 Y=4.5129 Z=-1.4
317 X=150.4675 Y=2.1138 Z=-1.4
318 X=150.3873 Y=-.2853 Z=-1.4
319 X=150.3072 Y=-2.6844 Z=-1.4
320 X=150.2271 Y=-5.0835 Z=-1.4
321 X=190.0289 Y=3.5217 Z=-1.4
322 X=189.9929 Y=2.4423 Z=-1.4
323 X=189.9921 Y=2.4183 Z=-1.4
324 X=189.9524 Y=1.23 Z=-1.4
325 X=189.9128 Y=.0436 Z=-1.4
326 X=189.9118 Y=.0157 Z=-1.4
327 X=189.8723 Y=-1.1687 Z=-1.4
328 X=189.8704 Y=-1.2257 Z=-1.4
329 X=189.866 Y=-1.3566 Z=-1.4
330 X=189.8326 Y=-2.356 Z=-1.4
332 X=189.8316 Y=-2.387 Z=-1.4
333 X=189.798 Y=-3.3934 Z=-1.4
334 X=189.7936 Y=-3.5014 Z=-1.4
335 X=189.7922 Y=-3.5673 Z=-1.4
336 X=189.7525 Y=-4.7547 Z=-1.4
337 X=189.7514 Y=-4.7897 Z=-1.4
338 X=189.712 Y=-5.967 Z=-1.4
339 X=189.6724 Y=-7.1543 Z=-1.4
340 X=189.6711 Y=-7.1923 Z=-1.4
341 X=189.6351 Y=-8.2717 Z=-1.4
342 X=189.832 Y=-2.375 Z=-14.425
343 X=189.493 Y=2.459 Z=-1.4
344 X=189.4128 Y=.0599 Z=-1.4
345 X=189.3327 Y=-2.3392 Z=-1.4
346 X=189.2526 Y=-4.7383 Z=-1.4
347 X=189.1725 Y=-7.1374 Z=-1.4
348 X=190.4912 Y=2.4014 Z=-1.4
349 X=190.4109 Y=-.0013 Z=-1.4
350 X=190.3307 Y=-2.404 Z=-1.4
351 X=190.2504 Y=-4.8067 Z=-1.4
352 X=190.1702 Y=-7.2093 Z=-1.4
353 X=49.7313 Y=-3.8194 Z=-4.17498
354 X=49.7313 Y=-3.8194 Z=-6.94996
355 X=49.7313 Y=-3.8194 Z=-9.72494
356 X=49.7313 Y=-3.8194 Z=-12.49992
357 X=99.6962 Y=-1.8788 Z=-4.31504
358 X=99.6962 Y=-1.8788 Z=-7.23008
359 X=99.6962 Y=-1.8788 Z=-10.14512
360 X=99.6962 Y=-1.8788 Z=-13.06016
361 X=149.8257 Y=-.3034 Z=-4.14502
362 X=149.8257 Y=-.3034 Z=-6.89004
363 X=149.8257 Y=-.3034 Z=-9.63506
364 X=149.8257 Y=-.3034 Z=-12.38008
365 X=189.832 Y=-2.375 Z=-4.005
366 X=189.832 Y=-2.375 Z=-6.61
367 X=189.832 Y=-2.375 Z=-9.215
368 X=189.832 Y=-2.375 Z=-11.82

RESTRAINT
ADD=198 DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3
ADD=199 DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3
ADD=200 DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3
ADD=201 DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3
ADD=202 DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3
ADD=203 DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3
ADD=204 DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3
ADD=205 DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3

```
  ADD=206  DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3
  ADD=207  DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3
  ADD=208  DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3
  ADD=232  DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3
  ADD=269  DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3
  ADD=309  DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3
  ADD=342  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=CONC  IDES=C
    T=0  E=2.8E+07  U=.2  A=.0000099

FRAME SECTION
  NAME=GIRDER01 MAT=CONC02 MPL=5.398032 WPL=52.93661 A=1.49354 J=.0250652 I=1.56012,.249868 AS=0,0 T=1,1
  NAME=GIRDER02 MAT=CONC02 MPL=5.398032 WPL=52.93661 A=1.60155 J=.027139 I=1.65,.419193 AS=0,0 T=1,1
  NAME=GIRDER03 MAT=CONC02 MPL=5.398032 WPL=52.93661 A=1.60155 J=.027139 I=1.65,.419193 AS=0,0 T=1,1
  NAME=GIRDER04 MAT=CONC02 MPL=5.398032 WPL=52.93661 A=1.60155 J=.027139 I=1.65,.419193 AS=0,0 T=1,1
  NAME=GIRDER05 MAT=CONC02 MPL=5.398032 WPL=52.93661 A=1.60155 J=.027139 I=1.65,.419193 AS=0,0 T=1,1
  NAME=GIRDER06 MAT=CONC02 MPL=5.398032 WPL=52.93661 A=1.59614 J=.0270353 I=1.64579,.409075 AS=0,0 T=1,1
  NAME=GIRDER07 MAT=CONC02 MPL=4.587896 WPL=44.99189 A=1.27773 J=.0214645 I=.652266,.20291 AS=0,0 T=1,1
  NAME=GIRDER08 MAT=CONC02 MPL=4.587896 WPL=44.99189 A=1.34794 J=.0228124 I=.681135,.290933 AS=0,0 T=1,1
  NAME=GIRDER09 MAT=CONC02 MPL=4.587896 WPL=44.99189 A=1.34794 J=.0228124 I=.681135,.290933 AS=0,0 T=1,1
  NAME=GIRDER10 MAT=CONC02 MPL=4.587896 WPL=44.99189 A=1.34794 J=.0228124 I=.681135,.290933 AS=0,0 T=1,1
  NAME=GIRDER11 MAT=CONC02 MPL=4.587896 WPL=44.99189 A=1.38034 J=.0234346 I=.693481,.34057 AS=0,0 T=1,1
  NAME=CROSS01 MAT=CONC01 A=.78 J=.021699 I=.4394,.00585 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=1.35,3.5 A=4.725 J=2.174208 I=.7176093,4.823438 AS=3.9375,3.9375
  NAME=P02COPP02 MAT=P02CONC1 SH=R T=1.708,3.5 A=5.978 J=4.034391 I=1.453284,6.102541 AS=4.981667,4.981667
  NAME=P02COPP03 MAT=P02CONC1 SH=R T=1.741,3.5 A=6.0935 J=4.23711 I=1.539158,6.220448 AS=5.077917,5.077917
  NAME=P02COPP04 MAT=P02CONC1 SH=R T=2.031,3.5 A=7.1085 J=6.234645 I=2.443524,7.256594 AS=5.92375,5.92375
  NAME=P02COPP05 MAT=P02CONC1 SH=R T=2.177,3.5 A=7.6195 J=7.37908 I=3.009276,7.77824 AS=6.349583,6.349583
  NAME=P02COPP06 MAT=P02CONC1 SH=R T=2.389,3.5 A=8.3615 J=9.190553 I=3.976814,8.535698 AS=6.967916,6.967916
  NAME=P02COPP07 MAT=P02CONC1 SH=R T=2.4,3.5 A=8.4 J=9.289072 I=4.032,8.575 AS=7,7
  NAME=P02COPP08 MAT=P02CONC1 SH=R T=2.733,3.5 A=9.5655 J=12.46285 I=5.953957,9.764781 AS=7.97125,7.97125
  NAME=P02COPP09 MAT=P02CONC1 SH=R T=2.782,3.5 A=9.737 J=12.9593 I=6.279979,9.939855 AS=8.114166,8.114166
  NAME=P02COPP10 MAT=P02CONC1 SH=R T=2.81,3.5 A=9.835 J=13.24622 I=6.471512,10.0399 AS=8.195833,8.195833
  NAME=P02COPP11 MAT=P02CONC1 SH=R T=3.186,3.5 A=11.151 J=17.33053 I=9.432442,11.38331 AS=9.2925,9.2925
  NAME=P02COPP12 MAT=P02CONC1 SH=R T=3.202,3.5 A=11.207 J=17.51451 I=9.575265,11.44048 AS=9.339167,9.339167
  NAME=P02COPP13 MAT=P02CONC1 SH=R T=3.387,3.5 A=11.8545 J=19.71409 I=11.33267,12.10147 AS=9.87875,9.87875
  NAME=P02COPP14 MAT=P02CONC1 SH=R T=3.67,3.5 A=12.845 J=23.10958 I=14.41734,13.1126 AS=10.70417,10.70417
  NAME=P02COPP15 MAT=P02CONC1 SH=R T=3.822,3.5 A=13.377 J=24.95642 I=16.28392,13.65569 AS=11.1475,11.1475
  NAME=P02COPP16 MAT=P02CONC1 SH=R T=3.958,3.5 A=13.853 J=26.65905 I=18.08482,14.1416 AS=11.54417,11.54417
  NAME=P02COLUP MAT=P02CONC2 A=7.06858 J=7.95216 I=3.97608,3.97608 AS=0,0 T=1,1
  NAME=P02COLDN MAT=P02CONC2 A=7.06858 J=7.95216 I=3.97608,3.97608 AS=0,0 T=1,1
  NAME=P02FOOT MAT=P02CONC3 SH=R T=9.4,10.05 A=94.47 J=1247.451 I=695.6141,795.1422 AS=78.725,78.725
  NAME=P03COPP01 MAT=P03CONC1 SH=R T=1.35,3.5 A=4.725 J=2.174208 I=.7176093,4.823438 AS=3.9375,3.9375
  NAME=P03COPP02 MAT=P03CONC1 SH=R T=1.722,3.5 A=6.027 J=4.119761 I=1.489314,6.152563 AS=5.0225,5.0225
  NAME=P03COPP03 MAT=P03CONC1 SH=R T=1.753,3.5 A=6.1355 J=4.312105 I=1.571204,6.263323 AS=5.112916,5.112916
  NAME=P03COPP04 MAT=P03CONC1 SH=R T=2.035,3.5 A=7.1225 J=6.264811 I=2.45799,7.270885 AS=5.935417,5.935417
  NAME=P03COPP05 MAT=P03CONC1 SH=R T=2.189,3.5 A=7.6615 J=7.477013 I=3.059314,7.821115 AS=6.384583,6.384583
  NAME=P03COPP06 MAT=P03CONC1 SH=R T=2.407,3.5 A=8.4245 J=9.351989 I=4.067383,8.600011 AS=7.020417,7.020417
  NAME=P03COPP07 MAT=P03CONC1 SH=R T=2.412,3.5 A=8.442 J=9.397035 I=4.092783,8.617875 AS=7.035,7.035
  NAME=P03COPP08 MAT=P03CONC1 SH=R T=2.742,3.5 A=9.597 J=12.55349 I=6.012971,9.796938 AS=7.9975,7.9975
  NAME=P03COPP09 MAT=P03CONC1 SH=R T=2.792,3.5 A=9.772 J=13.0615 I=6.347943,9.975583 AS=8.143333,8.143333
```

NAME=P03COPP10 MAT=P03CONC1 SH=R T=2.816,3.5 A=9.856 J=13.30801 I=6.513055,10.06133 AS=8.213333,8.213333
NAME=P03COPP11 MAT=P03CONC1 SH=R T=3.199,3.5 A=11.1965 J=17.47995 I=9.548376,11.42976 AS=9.330417,9.330417
NAME=P03COPP12 MAT=P03CONC1 SH=R T=3.209,3.5 A=11.2315 J=17.5953 I=9.638201,11.46549 AS=9.359583,9.359583
NAME=P03COPP13 MAT=P03CONC1 SH=R T=3.396,3.5 A=11.886 J=19.82483 I=11.42325,12.13363 AS=9.905,9.905
NAME=P03COPP14 MAT=P03CONC1 SH=R T=3.538,3.5 A=12.383 J=21.56587 I=12.91696,12.64098 AS=10.31917,10.31917
NAME=P03COPP15 MAT=P03CONC1 SH=R T=3.824,3.5 A=13.384 J=24.98115 I=16.30949,13.66283 AS=11.15333,11.15333
NAME=P03COPP16 MAT=P03CONC1 SH=R T=3.961,3.5 A=13.8635 J=26.69706 I=18.12597,14.15232 AS=11.55292,11.55292
NAME=P03COLUP MAT=P03CONC2 A=7.06858 J=7.95216 I=3.97608,3.97608 AS=0,0 T=1,1
NAME=P03COLDN MAT=P03CONC2 A=7.06858 J=7.95216 I=3.97608,3.97608 AS=0,0 T=1,1
NAME=P03FOOT MAT=P03CONC3 SH=R T=9.4,10.05 A=94.47 J=1247.451 I=695.6141,795.1422 AS=78.725,78.725
NAME=P04COPP01 MAT=P04CONC1 SH=R T=1.25,3 A=3.75 J=1.441718 I=.4882813,2.8125 AS=3.125,3.125
NAME=P04COPP02 MAT=P04CONC1 SH=R T=1.696,3 A=5.088 J=3.1557 I=1.2196,3.816 AS=4.24,4.24
NAME=P04COPP03 MAT=P04CONC1 SH=R T=1.728,3 A=5.184 J=3.304574 I=1.289945,3.888 AS=4.32,4.32
NAME=P04COPP04 MAT=P04CONC1 SH=R T=1.734,3 A=5.202 J=3.332851 I=1.303429,3.9015 AS=4.335,4.335
NAME=P04COPP05 MAT=P04CONC1 SH=R T=2.104,3 A=6.312 J=5.281683 I=2.328505,4.734 AS=5.26,5.26
NAME=P04COPP06 MAT=P04CONC1 SH=R T=2.18,3 A=6.54 J=5.727524 I=2.590058,4.905 AS=5.45,5.45
NAME=P04COPP07 MAT=P04CONC1 SH=R T=2.331,3 A=6.993 J=6.653996 I=3.166408,5.24475 AS=5.8275,5.8275
NAME=P04COPP08 MAT=P04CONC1 SH=R T=2.491,3 A=7.473 J=7.69151 I=3.864214,5.60475 AS=6.2275,6.2275
NAME=P04COPP09 MAT=P04CONC1 SH=R T=2.59,3 A=7.77 J=8.361745 I=4.343495,5.8275 AS=6.475,6.475
NAME=P04COPP10 MAT=P04CONC1 SH=R T=2.61,3 A=7.83 J=8.499833 I=4.444895,5.8725 AS=6.525,6.525
NAME=P04COPP11 MAT=P04CONC1 SH=R T=2.836,3 A=8.508 J=10.12921 I=5.702413,6.381 AS=7.09,7.09
NAME=P04COPP12 MAT=P04CONC1 SH=R T=2.898,3 A=8.694 J=10.60144 I=6.084644,6.5205 AS=7.245,7.245
NAME=P04COPP13 MAT=P04CONC1 SH=R T=3.095,3 A=9.285 J=12.09631 I=7.411771,6.96375 AS=7.7375,7.7375
NAME=P04COPP14 MAT=P04CONC1 SH=R T=3.114,3 A=9.342 J=12.23705 I=7.549111,7.0065 AS=7.785,7.785
NAME=P04COPP15 MAT=P04CONC1 SH=R T=3.208,3 A=9.624 J=12.9461 I=8.253593,7.218 AS=8.02,8.02
NAME=P04COPP16 MAT=P04CONC1 SH=R T=3.438,3 A=10.314 J=14.75384 I=10.15916,7.7355 AS=8.595,8.595
NAME=P04COPP17 MAT=P04CONC1 SH=R T=3.444,3 A=10.332 J=14.80212 I=10.21244,7.749 AS=8.61,8.61
NAME=P04COPP18 MAT=P04CONC1 SH=R T=3.504,3 A=10.512 J=15.28764 I=10.75554,7.884 AS=8.76,8.76
NAME=P04COPP19 MAT=P04CONC1 SH=R T=3.54,3 A=10.62 J=15.58113 I=11.09047,7.965 AS=8.85,8.85
NAME=P04COLUP MAT=P04CONC2 A=4.15476 J=2.74733 I=1.37367,1.37367 AS=0,0 T=1,1
NAME=P04COLDN MAT=P04CONC2 A=4.15476 J=2.74733 I=1.37367,1.37367 AS=0,0 T=1,1
NAME=P04FOOT MAT=P04CONC3 SH=R T=8.8,8.8 A=77.44 J=844.571 I=499.7461,499.7461 AS=64.53333,64.53333
NAME=P05COPP01 MAT=P05CONC1 SH=R T=1.05,2.5 A=2.625 J=.7100931 I=.2411719,1.367188 AS=2.1875,2.1875
NAME=P05COPP02 MAT=P05CONC1 SH=R T=1.414,2.5 A=3.535 J=1.523622 I=.5889887,1.841146 AS=2.945833,2.945833
NAME=P05COPP03 MAT=P05CONC1 SH=R T=1.427,2.5 A=3.5675 J=1.558444 I=.6053836,1.858073 AS=2.972917,2.972917
NAME=P05COPP04 MAT=P05CONC1 SH=R T=1.532,2.5 A=3.83 J=1.853172 I=.7490918,1.994792 AS=3.191667,3.191667
NAME=P05COPP05 MAT=P05CONC1 SH=R T=1.827,2.5 A=4.5675 J=2.79784 I=1.270499,2.378906 AS=3.80625,3.80625
NAME=P05COPP06 MAT=P05CONC1 SH=R T=1.896,2.5 A=4.74 J=3.040856 I=1.419952,2.46875 AS=3.95,3.95
NAME=P05COPP07 MAT=P05CONC1 SH=R T=1.904,2.5 A=4.76 J=3.069527 I=1.438002,2.479167 AS=3.966667,3.966667
NAME=P05COPP08 MAT=P05CONC1 SH=R T=2.184,2.5 A=5.46 J=4.135217 I=2.170285,2.84375 AS=4.55,4.55
NAME=P05COPP09 MAT=P05CONC1 SH=R T=2.344,2.5 A=5.86 J=4.801109 I=2.683067,3.052083 AS=4.883333,4.883333
NAME=P05COPP10 MAT=P05CONC1 SH=R T=2.356,2.5 A=5.89 J=4.85299 I=2.724486,3.067708 AS=4.908333,4.908333
NAME=P05COPP11 MAT=P05CONC1 SH=R T=2.584,2.5 A=6.46 J=5.854155 I=3.594482,3.364583 AS=5.383333,5.383333
NAME=P05COPP12 MAT=P05CONC1 SH=R T=2.593,2.5 A=6.4825 J=5.892758 I=3.632171,3.376302 AS=5.402083,5.402083
NAME=P05COPP13 MAT=P05CONC1 SH=R T=2.877,2.5 A=7.1925 J=7.171011 I=4.961104,3.746094 AS=5.99375,5.99375
NAME=P05COPP14 MAT=P05CONC1 SH=R T=2.891,2.5 A=7.2275 J=7.236433 I=5.033882,3.764323 AS=6.022917,6.022917
NAME=P05COPP15 MAT=P05CONC1 SH=R T=2.992,2.5 A=7.48 J=7.713414 I=5.58012,3.895833 AS=6.233333,6.233333
NAME=P05COLUP MAT=P05CONC2 A=4.15476 J=2.74733 I=1.37367,1.37367 AS=0,0 T=1,1
NAME=P05COLDN MAT=P05CONC2 A=4.15476 J=2.74733 I=1.37367,1.37367 AS=0,0 T=1,1
NAME=P05FOOT MAT=P05CONC3 SH=R T=7.55,7.55 A=57.0025 J=457.6077 I=270.7737,270.7737 AS=47.50208,47.50208
NAME=P3 MAT=P02CONC1 SH=P T=2.5 A=4.908739 J=3.834952 I=1.917476,1.917476 AS=4.417864,4.417864
NAME=P02CP0406 TYPE=NONPR
SEC=P02COPP04,P02COPP06 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P02CP0607 TYPE=NONPR
SEC=P02COPP06,P02COPP07 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P02CP0708 TYPE=NONPR
SEC=P02COPP07,P02COPP08 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P02CP0811 TYPE=NONPR
SEC=P02COPP08,P02COPP11 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P02CP1112 TYPE=NONPR
SEC=P02COPP11,P02COPP12 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P02CP1214 TYPE=NONPR
SEC=P02COPP12,P02COPP14 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P02CP1416 TYPE=NONPR
SEC=P02COPP14,P02COPP16 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P02CP1616 TYPE=NONPR
SEC=P02COPP16,P02COPP16 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P02CP1615 TYPE=NONPR
SEC=P02COPP16,P02COPP15 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P02CP1515 TYPE=NONPR
SEC=P02COPP15,P02COPP15 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P02CP1513 TYPE=NONPR
SEC=P02COPP15,P02COPP13 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P02CP1310 TYPE=NONPR
SEC=P02COPP13,P02COPP10 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P02CP1009 TYPE=NONPR
SEC=P02COPP10,P02COPP09 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P02CP0905 TYPE=NONPR
SEC=P02COPP09,P02COPP05 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P02CP0503 TYPE=NONPR
SEC=P02COPP05,P02COPP03 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P02CP0302 TYPE=NONPR
SEC=P02COPP03,P02COPP02 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P02CP0201 TYPE=NONPR
SEC=P02COPP02,P02COPP01 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P02COLUMN TYPE=NONPR
SEC=P02COLUP,P02COLDN EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P03CP0406 TYPE=NONPR
SEC=P03COPP04,P03COPP06 EIVAR=2,1 VL=1

NAME=P03CP0607 TYPE=NONPR
SEC=P03COPP06,P03COPP07 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P03CP0708 TYPE=NONPR
SEC=P03COPP07,P03COPP08 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P03CP0811 TYPE=NONPR
SEC=P03COPP08,P03COPP11 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P03CP1112 TYPE=NONPR
SEC=P03COPP11,P03COPP12 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P03CP1214 TYPE=NONPR
SEC=P03COPP12,P03COPP14 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P03CP1416 TYPE=NONPR
SEC=P03COPP14,P03COPP16 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P03CP1616 TYPE=NONPR
SEC=P03COPP16,P03COPP16 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P03CP1615 TYPE=NONPR
SEC=P03COPP16,P03COPP15 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P03CP1515 TYPE=NONPR
SEC=P03COPP15,P03COPP15 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P03CP1513 TYPE=NONPR
SEC=P03COPP15,P03COPP13 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P03CP1310 TYPE=NONPR
SEC=P03COPP13,P03COPP10 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P03CP1009 TYPE=NONPR
SEC=P03COPP10,P03COPP09 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P03CP0905 TYPE=NONPR
SEC=P03COPP09,P03COPP05 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P03CP0503 TYPE=NONPR
SEC=P03COPP05,P03COPP03 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P03CP0302 TYPE=NONPR
SEC=P03COPP03,P03COPP02 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P03CP0201 TYPE=NONPR
SEC=P03COPP02,P03COPP01 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P03COLUMN TYPE=NONPR
SEC=P03COLUP,P03COLDN EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P04CP0406 TYPE=NONPR
SEC=P04COPP04,P04COPP06 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P04CP0606 TYPE=NONPR
SEC=P04COPP06,P04COPP06 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P04CP0608 TYPE=NONPR
SEC=P04COPP06,P04COPP08 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P04CP0809 TYPE=NONPR
SEC=P04COPP08,P04COPP09 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P04CP0912 TYPE=NONPR
SEC=P04COPP09,P04COPP12 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P04CP1213 TYPE=NONPR
SEC=P04COPP12,P04COPP13 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P04CP1315 TYPE=NONPR
SEC=P04COPP13,P04COPP15 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P04CP1518 TYPE=NONPR
SEC=P04COPP15,P04COPP18 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P04CP1819 TYPE=NONPR
SEC=P04COPP18,P04COPP19 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P04CP1919 TYPE=NONPR
SEC=P04COPP19,P04COPP19 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P04CP1917 TYPE=NONPR
SEC=P04COPP19,P04COPP17 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P04CP1717 TYPE=NONPR
SEC=P04COPP17,P04COPP17 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P04CP1716 TYPE=NONPR
SEC=P04COPP17,P04COPP16 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P04CP1614 TYPE=NONPR
SEC=P04COPP16,P04COPP14 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P04CP1411 TYPE=NONPR
SEC=P04COPP14,P04COPP11 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P04CP1110 TYPE=NONPR
SEC=P04COPP11,P04COPP10 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P04CP1007 TYPE=NONPR
SEC=P04COPP10,P04COPP07 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P04CP0705 TYPE=NONPR
SEC=P04COPP07,P04COPP05 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P04CP0503 TYPE=NONPR
SEC=P04COPP05,P04COPP03 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P04CP0302 TYPE=NONPR
SEC=P04COPP03,P04COPP02 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P04CP0201 TYPE=NONPR
SEC=P04COPP02,P04COPP01 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P04COLUMN TYPE=NONPR
SEC=P04COLUP,P04COLDN EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P05CP0406 TYPE=NONPR
SEC=P05COPP04,P05COPP06 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P05CP0607 TYPE=NONPR
SEC=P05COPP06,P05COPP07 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P05CP0708 TYPE=NONPR
SEC=P05COPP07,P05COPP08 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P05CP0811 TYPE=NONPR
SEC=P05COPP08,P05COPP11 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P05CP1112 TYPE=NONPR
SEC=P05COPP11,P05COPP12 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P05CP1215 TYPE=NONPR

```
  SEC=P05COPP12,P05COPP15 EIVAR=2,1 VL=1
 NAME=P05CP1514 TYPE=NONPR
  SEC=P05COPP15,P05COPP14 EIVAR=2,1 VL=1
 NAME=P05CP1414 TYPE=NONPR
  SEC=P05COPP14,P05COPP14 EIVAR=2,1 VL=1
 NAME=P05CP1413 TYPE=NONPR
  SEC=P05COPP14,P05COPP13 EIVAR=2,1 VL=1
 NAME=P05CP1310 TYPE=NONPR
  SEC=P05COPP13,P05COPP10 EIVAR=2,1 VL=1
 NAME=P05CP1009 TYPE=NONPR
  SEC=P05COPP10,P05COPP09 EIVAR=2,1 VL=1
 NAME=P05CP0905 TYPE=NONPR
  SEC=P05COPP09,P05COPP05 EIVAR=2,1 VL=1
 NAME=P05CP0503 TYPE=NONPR
  SEC=P05COPP05,P05COPP03 EIVAR=2,1 VL=1
 NAME=P05CP0302 TYPE=NONPR
  SEC=P05COPP03,P05COPP02 EIVAR=2,1 VL=1
 NAME=P05CP0201 TYPE=NONPR
  SEC=P05COPP02,P05COPP01 EIVAR=2,1 VL=1
 NAME=P05COLUMN TYPE=NONPR
  SEC=P05COLUP,P05COLDN EIVAR=2,1 VL=1

NLPROP
 NAME=P200H8   TYPE=Gap
  DOF=U1  KE=511400  CE=0
  DOF=U2  KE=2157  CE=0
  DOF=U3  KE=2157  CE=0
 NAME=P200H5   TYPE=Gap
  DOF=U1  KE=818100  CE=0
  DOF=U2  KE=3450  CE=0
  DOF=U3  KE=3450  CE=0
 NAME=P175H4   TYPE=Gap
  DOF=U1  KE=756300  CE=0
  DOF=U2  KE=3594  CE=0
  DOF=U3  KE=3594  CE=0
 NAME=P175H3   TYPE=Gap
  DOF=U1  KE=1008300  CE=0
  DOF=U2  KE=4792  CE=0
  DOF=U3  KE=4792  CE=0
 NAME=P175H5   TYPE=Gap
  DOF=U1  KE=605000  CE=0
  DOF=U2  KE=2875  CE=0
  DOF=U3  KE=2875  CE=0
 NAME=P175H6   TYPE=Gap
  DOF=U1  KE=504200  CE=0
  DOF=U2  KE=2396  CE=0
  DOF=U3  KE=2396  CE=0
 NAME=P175H9   TYPE=Gap
  DOF=U1  KE=336200  CE=0
  DOF=U2  KE=1597  CE=0
  DOF=U3  KE=1597  CE=0
 NAME=P200H4   TYPE=Gap
  DOF=U1  KE=1022600  CE=0
  DOF=U2  KE=4313  CE=0
  DOF=U3  KE=4313  CE=0
 NAME=P225H10   TYPE=Gap
  DOF=U1  KE=557600  CE=0
  DOF=U2  KE=1917  CE=0
  DOF=U3  KE=1917  CE=0
 NAME=P200H3   TYPE=Gap
  DOF=U1  KE=1363500  CE=0
  DOF=U2  KE=5750  CE=0
  DOF=U3  KE=5750  CE=0
 NAME=P225H5   TYPE=Gap
  DOF=U1  KE=1115000  CE=0
  DOF=U2  KE=3833  CE=0
  DOF=U3  KE=3833  CE=0
 NAME=P200H6   TYPE=Gap
  DOF=U1  KE=681800  CE=0
  DOF=U2  KE=2875  CE=0
  DOF=U3  KE=2875  CE=0

FRAME
 1  J=1,2  SEC=GIRDER01  NSEG=4  ANG=0
 2  J=2,3  SEC=GIRDER01  NSEG=4  ANG=0
 3  J=3,4  SEC=GIRDER01  NSEG=4  ANG=0
 4  J=4,5  SEC=GIRDER01  NSEG=4  ANG=0
 5  J=5,6  SEC=GIRDER01  NSEG=4  ANG=0
 6  J=6,7  SEC=GIRDER01  NSEG=4  ANG=0
 7  J=7,8  SEC=GIRDER01  NSEG=4  ANG=0
 8  J=8,9  SEC=GIRDER01  NSEG=4  ANG=0
 9  J=9,10  SEC=GIRDER01  NSEG=4  ANG=0
 10  J=10,11  SEC=GIRDER01  NSEG=4  ANG=0
 11  J=11,12  SEC=GIRDER01  NSEG=4  ANG=0
 12  J=12,13  SEC=GIRDER01  NSEG=4  ANG=0
 13  J=13,14  SEC=GIRDER01  NSEG=4  ANG=0
 14  J=14,15  SEC=GIRDER01  NSEG=4  ANG=0
 15  J=15,16  SEC=GIRDER01  NSEG=4  ANG=0
 16  J=17,18  SEC=GIRDER02  NSEG=4  ANG=0
```

```
 17 J=18,19 SEC=GIRDER02 NSEG=4 ANG=0
 18 J=19,20 SEC=GIRDER02 NSEG=4 ANG=0
 19 J=20,21 SEC=GIRDER02 NSEG=4 ANG=0
 20 J=21,22 SEC=GIRDER02 NSEG=4 ANG=0
 21 J=22,23 SEC=GIRDER02 NSEG=4 ANG=0
 22 J=23,24 SEC=GIRDER02 NSEG=4 ANG=0
 23 J=24,25 SEC=GIRDER02 NSEG=4 ANG=0
 24 J=25,26 SEC=GIRDER02 NSEG=4 ANG=0
 25 J=26,27 SEC=GIRDER02 NSEG=4 ANG=0
 26 J=27,28 SEC=GIRDER02 NSEG=4 ANG=0
 27 J=28,29 SEC=GIRDER02 NSEG=4 ANG=0
 28 J=29,30 SEC=GIRDER02 NSEG=4 ANG=0
 29 J=30,31 SEC=GIRDER02 NSEG=4 ANG=0
 30 J=31,32 SEC=GIRDER02 NSEG=4 ANG=0
 31 J=33,34 SEC=GIRDER03 NSEG=4 ANG=0
 32 J=34,35 SEC=GIRDER03 NSEG=4 ANG=0
 33 J=35,36 SEC=GIRDER03 NSEG=4 ANG=0
 34 J=36,37 SEC=GIRDER03 NSEG=4 ANG=0
 35 J=37,38 SEC=GIRDER03 NSEG=4 ANG=0
 36 J=38,39 SEC=GIRDER03 NSEG=4 ANG=0
 37 J=39,40 SEC=GIRDER03 NSEG=4 ANG=0
 38 J=40,41 SEC=GIRDER03 NSEG=4 ANG=0
 39 J=41,42 SEC=GIRDER03 NSEG=4 ANG=0
 40 J=42,43 SEC=GIRDER03 NSEG=4 ANG=0
 41 J=43,44 SEC=GIRDER03 NSEG=4 ANG=0
 42 J=44,45 SEC=GIRDER03 NSEG=4 ANG=0
 43 J=45,46 SEC=GIRDER03 NSEG=4 ANG=0
 44 J=46,47 SEC=GIRDER03 NSEG=4 ANG=0
 45 J=47,48 SEC=GIRDER03 NSEG=4 ANG=0
 46 J=49,50 SEC=GIRDER04 NSEG=4 ANG=0
 47 J=50,51 SEC=GIRDER04 NSEG=4 ANG=0
 48 J=51,52 SEC=GIRDER04 NSEG=4 ANG=0
 49 J=52,53 SEC=GIRDER04 NSEG=4 ANG=0
 50 J=53,54 SEC=GIRDER04 NSEG=4 ANG=0
 51 J=54,55 SEC=GIRDER04 NSEG=4 ANG=0
 52 J=55,56 SEC=GIRDER04 NSEG=4 ANG=0
 53 J=56,57 SEC=GIRDER04 NSEG=4 ANG=0
 54 J=57,58 SEC=GIRDER04 NSEG=4 ANG=0
 55 J=58,59 SEC=GIRDER04 NSEG=4 ANG=0
 56 J=59,60 SEC=GIRDER04 NSEG=4 ANG=0
 57 J=60,61 SEC=GIRDER04 NSEG=4 ANG=0
 58 J=61,62 SEC=GIRDER04 NSEG=4 ANG=0
 59 J=62,63 SEC=GIRDER04 NSEG=4 ANG=0
 60 J=63,64 SEC=GIRDER04 NSEG=4 ANG=0
 61 J=65,66 SEC=GIRDER05 NSEG=4 ANG=0
 62 J=66,67 SEC=GIRDER05 NSEG=4 ANG=0
 63 J=67,68 SEC=GIRDER05 NSEG=4 ANG=0
 64 J=68,69 SEC=GIRDER05 NSEG=4 ANG=0
 65 J=69,70 SEC=GIRDER05 NSEG=4 ANG=0
 66 J=70,71 SEC=GIRDER05 NSEG=4 ANG=0
 67 J=71,72 SEC=GIRDER05 NSEG=4 ANG=0
 68 J=72,73 SEC=GIRDER05 NSEG=4 ANG=0
 69 J=73,74 SEC=GIRDER05 NSEG=4 ANG=0
 70 J=74,75 SEC=GIRDER05 NSEG=4 ANG=0
 71 J=75,76 SEC=GIRDER05 NSEG=4 ANG=0
 72 J=76,77 SEC=GIRDER05 NSEG=4 ANG=0
 73 J=77,78 SEC=GIRDER05 NSEG=4 ANG=0
 74 J=78,79 SEC=GIRDER05 NSEG=4 ANG=0
 75 J=79,80 SEC=GIRDER05 NSEG=4 ANG=0
 76 J=81,82 SEC=GIRDER06 NSEG=4 ANG=0
 77 J=82,83 SEC=GIRDER06 NSEG=4 ANG=0
 78 J=83,84 SEC=GIRDER06 NSEG=4 ANG=0
 79 J=84,85 SEC=GIRDER06 NSEG=4 ANG=0
 80 J=85,86 SEC=GIRDER06 NSEG=4 ANG=0
 81 J=86,87 SEC=GIRDER06 NSEG=4 ANG=0
 82 J=87,88 SEC=GIRDER06 NSEG=4 ANG=0
 83 J=88,89 SEC=GIRDER06 NSEG=4 ANG=0
 84 J=89,90 SEC=GIRDER06 NSEG=4 ANG=0
 85 J=90,91 SEC=GIRDER06 NSEG=4 ANG=0
 86 J=91,92 SEC=GIRDER06 NSEG=4 ANG=0
 87 J=92,93 SEC=GIRDER06 NSEG=4 ANG=0
 88 J=93,94 SEC=GIRDER06 NSEG=4 ANG=0
 89 J=94,95 SEC=GIRDER06 NSEG=4 ANG=0
 90 J=95,96 SEC=GIRDER06 NSEG=4 ANG=0
 91 J=2,18 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
 92 J=3,19 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
 93 J=4,20 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
 94 J=5,21 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
 95 J=7,23 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
 96 J=8,24 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
 97 J=9,25 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
 98 J=10,26 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
 99 J=12,28 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
100 J=13,29 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
101 J=14,30 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
102 J=15,31 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
103 J=18,34 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
104 J=19,35 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
105 J=20,36 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
```

106 J=21,37 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
107 J=23,39 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
108 J=24,40 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
109 J=25,41 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
110 J=26,42 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
111 J=28,44 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
112 J=29,45 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
113 J=30,46 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
114 J=31,47 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
115 J=34,50 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
116 J=35,51 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
117 J=36,52 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
118 J=37,53 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
119 J=39,55 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
120 J=40,56 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
121 J=41,57 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
122 J=42,58 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
123 J=44,60 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
124 J=45,61 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
125 J=46,62 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
126 J=47,63 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
127 J=50,66 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
128 J=51,67 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
129 J=52,68 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
130 J=53,69 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
131 J=55,71 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
132 J=56,72 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
133 J=57,73 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
134 J=58,74 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
135 J=60,76 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
136 J=61,77 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
137 J=62,78 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
138 J=63,79 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
139 J=66,82 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
140 J=67,83 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
141 J=68,84 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
142 J=69,85 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
143 J=71,87 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
144 J=72,88 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
145 J=73,89 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
146 J=74,90 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
147 J=76,92 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
148 J=77,93 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
149 J=78,94 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
150 J=79,95 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
151 J=97,98 SEC=GIRDER07 NSEG=4 ANG=0
152 J=98,99 SEC=GIRDER07 NSEG=4 ANG=0
153 J=99,100 SEC=GIRDER07 NSEG=4 ANG=0
154 J=100,101 SEC=GIRDER07 NSEG=4 ANG=0
155 J=101,102 SEC=GIRDER07 NSEG=4 ANG=0
156 J=102,103 SEC=GIRDER07 NSEG=4 ANG=0
157 J=103,104 SEC=GIRDER07 NSEG=4 ANG=0
158 J=104,105 SEC=GIRDER07 NSEG=4 ANG=0
159 J=106,107 SEC=GIRDER08 NSEG=4 ANG=0
160 J=107,108 SEC=GIRDER08 NSEG=4 ANG=0
161 J=108,109 SEC=GIRDER08 NSEG=4 ANG=0
162 J=109,110 SEC=GIRDER08 NSEG=4 ANG=0
163 J=110,111 SEC=GIRDER08 NSEG=4 ANG=0
164 J=111,112 SEC=GIRDER08 NSEG=4 ANG=0
165 J=112,113 SEC=GIRDER08 NSEG=4 ANG=0
166 J=113,114 SEC=GIRDER08 NSEG=4 ANG=0
167 J=115,116 SEC=GIRDER09 NSEG=4 ANG=0
168 J=116,117 SEC=GIRDER09 NSEG=4 ANG=0
169 J=117,118 SEC=GIRDER09 NSEG=4 ANG=0
170 J=118,119 SEC=GIRDER09 NSEG=4 ANG=0
171 J=119,120 SEC=GIRDER09 NSEG=4 ANG=0
172 J=120,121 SEC=GIRDER09 NSEG=4 ANG=0
173 J=121,122 SEC=GIRDER09 NSEG=4 ANG=0
174 J=122,123 SEC=GIRDER09 NSEG=4 ANG=0
175 J=124,125 SEC=GIRDER10 NSEG=4 ANG=0
176 J=125,126 SEC=GIRDER10 NSEG=4 ANG=0
177 J=126,127 SEC=GIRDER10 NSEG=4 ANG=0
178 J=127,128 SEC=GIRDER10 NSEG=4 ANG=0
179 J=128,129 SEC=GIRDER10 NSEG=4 ANG=0
180 J=129,130 SEC=GIRDER10 NSEG=4 ANG=0
181 J=130,131 SEC=GIRDER10 NSEG=4 ANG=0
182 J=131,132 SEC=GIRDER10 NSEG=4 ANG=0
183 J=133,134 SEC=GIRDER11 NSEG=4 ANG=0
184 J=134,135 SEC=GIRDER11 NSEG=4 ANG=0
185 J=135,136 SEC=GIRDER11 NSEG=4 ANG=0
186 J=136,137 SEC=GIRDER11 NSEG=4 ANG=0
187 J=137,138 SEC=GIRDER11 NSEG=4 ANG=0
188 J=138,139 SEC=GIRDER11 NSEG=4 ANG=0
189 J=139,140 SEC=GIRDER11 NSEG=4 ANG=0
190 J=140,141 SEC=GIRDER11 NSEG=4 ANG=0
191 J=98,107 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
192 J=99,108 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
193 J=100,109 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
194 J=102,111 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0

```
195 J=103,112 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
196 J=104,113 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
197 J=107,116 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
198 J=108,117 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
199 J=109,118 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
200 J=111,120 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
201 J=112,121 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
202 J=113,122 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
203 J=116,125 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
204 J=117,126 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
205 J=118,127 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
206 J=120,129 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
207 J=121,130 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
208 J=122,131 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
209 J=125,134 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
210 J=126,135 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
211 J=127,136 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
212 J=129,138 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
213 J=130,139 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
214 J=131,140 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
215 J=2,142 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
216 J=18,143 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
217 J=34,144 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
218 J=50,145 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
219 J=66,146 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
220 J=82,147 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
221 J=5,148 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
222 J=21,149 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
223 J=37,150 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
224 J=53,151 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
225 J=69,152 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
226 J=85,153 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
227 J=7,154 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
228 J=23,155 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
229 J=39,156 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
230 J=55,157 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
231 J=71,158 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
232 J=87,159 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
233 J=10,160 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
234 J=26,161 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
235 J=42,162 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
236 J=58,163 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
237 J=74,164 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
238 J=90,165 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
239 J=12,166 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
240 J=28,167 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
241 J=44,168 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
242 J=60,169 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
243 J=76,170 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
244 J=92,171 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
245 J=15,172 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
246 J=31,173 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
247 J=47,174 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
248 J=63,175 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
249 J=79,176 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
250 J=95,177 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
251 J=98,178 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
252 J=107,179 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
253 J=116,180 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
254 J=125,181 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
255 J=134,182 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
256 J=100,183 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
257 J=109,184 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
258 J=118,185 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
259 J=127,186 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
260 J=136,187 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
261 J=102,188 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
262 J=111,189 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
263 J=120,190 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
264 J=129,191 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
265 J=138,192 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
266 J=104,193 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
267 J=113,194 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
268 J=122,195 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
269 J=131,196 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
270 J=140,197 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
271 J=209,210 SEC=P02CP0406 NSEG=4 ANG=0
272 J=210,211 SEC=P02CP0607 NSEG=4 ANG=0
273 J=211,212 SEC=P02CP0708 NSEG=4 ANG=0
274 J=212,213 SEC=P02CP0811 NSEG=4 ANG=0
275 J=213,214 SEC=P02CP1112 NSEG=4 ANG=0
276 J=214,215 SEC=P02CP1214 NSEG=4 ANG=0
277 J=215,216 SEC=P02CP1416 NSEG=4 ANG=0
278 J=216,217 SEC=P02CP1616 NSEG=4 ANG=0
279 J=217,218 SEC=P02CP1616 NSEG=4 ANG=0
280 J=218,219 SEC=P02CP1616 NSEG=4 ANG=0
281 J=219,J1 SEC=P02CP1616 NSEG=4 ANG=0
282 J=J1,AA SEC=P02CP1616 NSEG=4 ANG=0
283 J=AA,222 SEC=P02CP1615 NSEG=4 ANG=0
```

```
284 J=222,223 SEC=P02CP1515 NSEG=4 ANG=0
285 J=223,224 SEC=P02CP1515 NSEG=4 ANG=0
286 J=224,225 SEC=P02CP1513 NSEG=4 ANG=0
287 J=225,226 SEC=P02CP1310 NSEG=4 ANG=0
288 J=226,227 SEC=P02CP1009 NSEG=4 ANG=0
289 J=227,228 SEC=P02CP0905 NSEG=4 ANG=0
290 J=228,229 SEC=P02CP0503 NSEG=4 ANG=0
291 J=229,230 SEC=P02CP0302 NSEG=4 ANG=0
292 J=230,231 SEC=P02CP0201 NSEG=4 ANG=0
294 J=211,233 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
295 J=214,234 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
296 J=218,235 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
297 J=223,236 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
298 J=227,237 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
299 J=230,238 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
300 J=210,239 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
301 J=213,240 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
302 J=217,241 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
303 J=222,242 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
304 J=226,243 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
305 J=229,244 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
306 J=245,246 SEC=P03CP0406 NSEG=4 ANG=0
307 J=246,247 SEC=P03CP0607 NSEG=4 ANG=0
308 J=247,248 SEC=P03CP0708 NSEG=4 ANG=0
309 J=248,249 SEC=P03CP0811 NSEG=4 ANG=0
310 J=249,250 SEC=P03CP1112 NSEG=4 ANG=0
311 J=250,251 SEC=P03CP1214 NSEG=4 ANG=0
312 J=251,252 SEC=P03CP1416 NSEG=4 ANG=0
313 J=252,253 SEC=P03CP1616 NSEG=4 ANG=0
314 J=253,254 SEC=P03CP1616 NSEG=4 ANG=0
315 J=254,255 SEC=P03CP1616 NSEG=4 ANG=0
316 J=255,J2 SEC=P03CP1616 NSEG=4 ANG=0
317 J=J2,A SEC=P03CP1616 NSEG=4 ANG=0
318 J=A,258 SEC=P03CP1615 NSEG=4 ANG=0
319 J=258,259 SEC=P03CP1515 NSEG=4 ANG=0
320 J=259,260 SEC=P03CP1515 NSEG=4 ANG=0
321 J=260,261 SEC=P03CP1515 NSEG=4 ANG=0
322 J=261,262 SEC=P03CP1513 NSEG=4 ANG=0
323 J=262,263 SEC=P03CP1310 NSEG=4 ANG=0
324 J=263,264 SEC=P03CP1009 NSEG=4 ANG=0
325 J=264,265 SEC=P03CP0905 NSEG=4 ANG=0
326 J=265,266 SEC=P03CP0503 NSEG=4 ANG=0
327 J=266,267 SEC=P03CP0302 NSEG=4 ANG=0
328 J=267,268 SEC=P03CP0201 NSEG=4 ANG=0
330 J=247,270 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
331 J=250,271 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
332 J=254,272 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
333 J=260,273 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
334 J=264,274 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
335 J=267,275 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
336 J=246,276 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
337 J=249,277 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
338 J=253,278 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
339 J=258,279 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
340 J=263,280 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
341 J=266,281 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
342 J=282,283 SEC=P04CP0406 NSEG=4 ANG=0
343 J=283,284 SEC=P04CP0606 NSEG=4 ANG=0
344 J=284,285 SEC=P04CP0608 NSEG=4 ANG=0
345 J=285,286 SEC=P04CP0809 NSEG=4 ANG=0
346 J=286,287 SEC=P04CP0912 NSEG=4 ANG=0
347 J=287,288 SEC=P04CP1213 NSEG=4 ANG=0
348 J=288,289 SEC=P04CP1315 NSEG=4 ANG=0
349 J=289,290 SEC=P04CP1518 NSEG=4 ANG=0
350 J=290,291 SEC=P04CP1819 NSEG=4 ANG=0
351 J=291,292 SEC=P04CP1919 NSEG=4 ANG=0
352 J=292,293 SEC=P04CP1919 NSEG=4 ANG=0
353 J=293,294 SEC=P04CP1919 NSEG=4 ANG=0
354 J=294,295 SEC=P04CP1917 NSEG=4 ANG=0
355 J=295,J3 SEC=P04CP1717 NSEG=4 ANG=0
356 J=J3,297 SEC=P04CP1717 NSEG=4 ANG=0
357 J=297,298 SEC=P04CP1717 NSEG=4 ANG=0
358 J=298,299 SEC=P04CP1717 NSEG=4 ANG=0
359 J=299,300 SEC=P04CP1716 NSEG=4 ANG=0
360 J=300,301 SEC=P04CP1614 NSEG=4 ANG=0
361 J=301,302 SEC=P04CP1411 NSEG=4 ANG=0
362 J=302,303 SEC=P04CP1110 NSEG=4 ANG=0
363 J=303,304 SEC=P04CP1007 NSEG=4 ANG=0
364 J=304,305 SEC=P04CP0705 NSEG=4 ANG=0
365 J=305,306 SEC=P04CP0503 NSEG=4 ANG=0
366 J=306,307 SEC=P04CP0302 NSEG=4 ANG=0
367 J=307,308 SEC=P04CP0201 NSEG=4 ANG=0
369 J=283,310 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
370 J=287,311 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
371 J=293,312 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
372 J=297,313 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
373 J=303,314 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
374 J=307,315 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
375 J=284,316 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
```

```
  376 J=288,317 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
  377 J=294,318 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
  378 J=302,319 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
  379 J=306,320 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
  380 J=321,322 SEC=P05CP0406 NSEG=4 ANG=0
  381 J=322,323 SEC=P05CP0607 NSEG=4 ANG=0
  382 J=323,324 SEC=P05CP0708 NSEG=4 ANG=0
  383 J=324,325 SEC=P05CP0811 NSEG=4 ANG=0
  384 J=325,326 SEC=P05CP1112 NSEG=4 ANG=0
  385 J=326,327 SEC=P05CP1215 NSEG=4 ANG=0
  386 J=327,328 SEC=P05CP1514 NSEG=4 ANG=0
  387 J=328,329 SEC=P05CP1414 NSEG=4 ANG=0
  388 J=329,330 SEC=P05CP1414 NSEG=4 ANG=0
  389 J=330,J4 SEC=P05CP1414 NSEG=4 ANG=0
  390 J=J4,332 SEC=P05CP1414 NSEG=4 ANG=0
  391 J=332,333 SEC=P05CP1414 NSEG=4 ANG=0
  392 J=333,334 SEC=P05CP1414 NSEG=4 ANG=0
  393 J=334,335 SEC=P05CP1413 NSEG=4 ANG=0
  394 J=335,336 SEC=P05CP1310 NSEG=4 ANG=0
  395 J=336,337 SEC=P05CP1009 NSEG=4 ANG=0
  396 J=337,338 SEC=P05CP0905 NSEG=4 ANG=0
  397 J=338,339 SEC=P05CP0503 NSEG=4 ANG=0
  398 J=339,340 SEC=P05CP0302 NSEG=4 ANG=0
  399 J=340,341 SEC=P05CP0201 NSEG=4 ANG=0
  401 J=322,343 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
  402 J=325,344 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
  403 J=330,345 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
  404 J=336,346 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
  405 J=339,347 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
  406 J=323,348 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
  407 J=326,349 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
  408 J=332,350 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
  409 J=337,351 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
  410 J=340,352 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
  412 J=353,354 SEC=P02COLUMN NSEG=4 ANG=0
  413 J=354,355 SEC=P02COLUMN NSEG=4 ANG=0
  414 J=355,356 SEC=P02COLUMN NSEG=4 ANG=0
  417 J=357,358 SEC=P03COLUMN NSEG=4 ANG=0
  418 J=358,359 SEC=P03COLUMN NSEG=4 ANG=0
  419 J=359,360 SEC=P03COLUMN NSEG=4 ANG=0
  422 J=361,362 SEC=P3 NSEG=4 ANG=0
  423 J=362,363 SEC=P3 NSEG=4 ANG=0
  424 J=363,364 SEC=P3 NSEG=4 ANG=0
  427 J=365,366 SEC=P05COLUMN NSEG=4 ANG=0
  428 J=366,367 SEC=P05COLUMN NSEG=4 ANG=0
  429 J=367,368 SEC=P05COLUMN NSEG=4 ANG=0
  P1A J=J1,353 SEC=P02COLUMN NSEG=4 ANG=0 IOFF=2.74723 RIGID=0
  P1B J=356,232 SEC=P02COLUMN NSEG=4 ANG=0
  P2A J=J2,357 SEC=P03COLUMN NSEG=4 ANG=0 IOFF=2.87523 RIGID=0
  P2B J=360,269 SEC=P03COLUMN NSEG=4 ANG=0
  P3A J=J3,361 SEC=P3 NSEG=4 ANG=0 IOFF=2.62506 RIGID=0
  P3B J=364,309 SEC=P3 NSEG=4 ANG=0
  P4A J=J4,365 SEC=P05COLUMN NSEG=4 ANG=0 IOFF=2.12499 RIGID=0
  P4B J=368,342 SEC=P05COLUMN NSEG=4 ANG=0

NLLINK
  1 J=142,198 NLP=P225H10 ANG=0
  2 J=143,199 NLP=P225H10 ANG=0
  3 J=144,200 NLP=P225H10 ANG=0
  4 J=145,201 NLP=P225H10 ANG=0
  5 J=146,202 NLP=P225H10 ANG=0
  6 J=147,203 NLP=P225H10 ANG=0
  7 J=148,233 NLP=P200H6 ANG=0
  8 J=149,234 NLP=P200H6 ANG=0
  9 J=150,235 NLP=P200H6 ANG=0
  10 J=151,236 NLP=P200H6 ANG=0
  11 J=152,237 NLP=P200H6 ANG=0
  12 J=153,238 NLP=P200H6 ANG=0
  13 J=154,239 NLP=P200H6 ANG=0
  14 J=155,240 NLP=P200H6 ANG=0
  15 J=156,241 NLP=P200H6 ANG=0
  16 J=157,242 NLP=P200H6 ANG=0
  17 J=158,243 NLP=P200H6 ANG=0
  18 J=159,244 NLP=P200H6 ANG=0
  19 J=160,270 NLP=P200H6 ANG=0
  20 J=161,271 NLP=P200H6 ANG=0
  21 J=162,272 NLP=P200H6 ANG=0
  22 J=163,273 NLP=P200H6 ANG=0
  23 J=164,274 NLP=P200H6 ANG=0
  24 J=165,275 NLP=P200H6 ANG=0
  25 J=166,276 NLP=P200H6 ANG=0
  26 J=167,277 NLP=P200H6 ANG=0
  27 J=168,278 NLP=P200H6 ANG=0
  28 J=169,279 NLP=P200H6 ANG=0
  29 J=170,280 NLP=P200H6 ANG=0
  30 J=171,281 NLP=P200H6 ANG=0
  31 J=172,310 NLP=P225H10 ANG=0
  32 J=173,311 NLP=P225H10 ANG=0
  33 J=174,312 NLP=P225H10 ANG=0
```

```
  34 J=175,313 NLP=P225H10 ANG=0
  35 J=176,314 NLP=P225H10 ANG=0
  36 J=177,315 NLP=P225H10 ANG=0
  37 J=178,316 NLP=P175H6 ANG=0
  38 J=179,317 NLP=P175H6 ANG=0
  39 J=180,318 NLP=P175H6 ANG=0
  40 J=181,319 NLP=P175H6 ANG=0
  41 J=182,320 NLP=P175H6 ANG=0
  42 J=183,343 NLP=P175H6 ANG=0
  43 J=184,344 NLP=P175H6 ANG=0
  44 J=185,345 NLP=P175H6 ANG=0
  45 J=186,346 NLP=P175H6 ANG=0
  46 J=187,347 NLP=P175H6 ANG=0
  47 J=188,348 NLP=P175H6 ANG=0
  48 J=189,349 NLP=P175H6 ANG=0
  49 J=190,350 NLP=P175H6 ANG=0
  50 J=191,351 NLP=P175H6 ANG=0
  51 J=192,352 NLP=P175H6 ANG=0
  52 J=193,204 NLP=P175H6 ANG=0
  53 J=194,205 NLP=P175H6 ANG=0
  54 J=195,206 NLP=P175H6 ANG=0
  55 J=196,207 NLP=P175H6 ANG=0
  56 J=197,208 NLP=P175H6 ANG=0

LOAD
 NAME=LOAD1 SW=1 CSYS=0

MODE
 TYPE=RITZ N=50
  ACC=UX
  ACC=UY
  LOAD=LOAD1

FUNCTION
 NAME=S1542 NPL=1 PRINT=Y
  0 .385
  .1 .385
  .2 .385
  .3 .385
  .4 .385
  .5 .352
  .6 .3117
  .7 .2813
  .8 .2573
  .9 .2378
  1 .2218
  1.1 .2081
  1.2 .1964
  1.3 .1862
  1.4 .1772
  1.5 .1692
  1.6 .1621
  1.7 .1557
  1.8 .1499
  1.9 .1446
  2 .1397
  2.1 .1352
  2.2 .1311
  2.3 .1273
  2.4 .1237
  2.5 .1204
  2.6 .1173
  2.7 .1144
  2.8 .1116
  2.9 .109
  3 .1066
  3.2 .1021
  3.4 .0981
  3.6 .0944
  3.8 .0911
  4 .088
  4.25 .0805
  4.5 .0746
  4.75 .0694
  5 .0648
  5.25 .0608
  5.5 .0571
  5.75 .0538
  6 .0508
  6.25 .0482
  6.5 .0457
  6.75 .0435
  7 .0414
  7.25 .0395
  7.5 .0378
  7.75 .0361
  8 .0347
  8.25 .0333
  8.5 .032
```

```
   8.75 .0307
   9 .0296
   9.25 .0286
   9.5 .0276
   9.75 .0266
   10 .0257
   15 .015
   20 .0102

SPEC
 NAME=SPECXX MODC=CQC ANG=0 DAMP=.05
  ACC=U1 FUNC=S1542 SF=9.81
 NAME=SPECYY MODC=CQC ANG=0 DAMP=.05
  ACC=U2 FUNC=S1542 SF=9.81

COMBO
 NAME=COMB1
  SPEC=SPECXX SF=1
  SPEC=SPECYY SF=.3
 NAME=COMB2
  SPEC=SPECXX SF=.3
  SPEC=SPECYY SF=1

OUTPUT
: No Output Requested

END
```

3.3 탄성지진 응답계수 산정

(1) 탄성지진응답계수

1) 가속도계수

구분	적용 계수	비고
구역계수 (Z)	0.110	지진구역 I
지진위험도계수 (I)	1.400	내진등급 1등급 (재현주기 1000년)
가속도계수 (A)	0.154	A = Z x I

2) 지반계수

구분	적용 계수	비고
지반계수 (S)	1.200	지반종류 II

3) 탄성지진응답계수(Cs) 산정

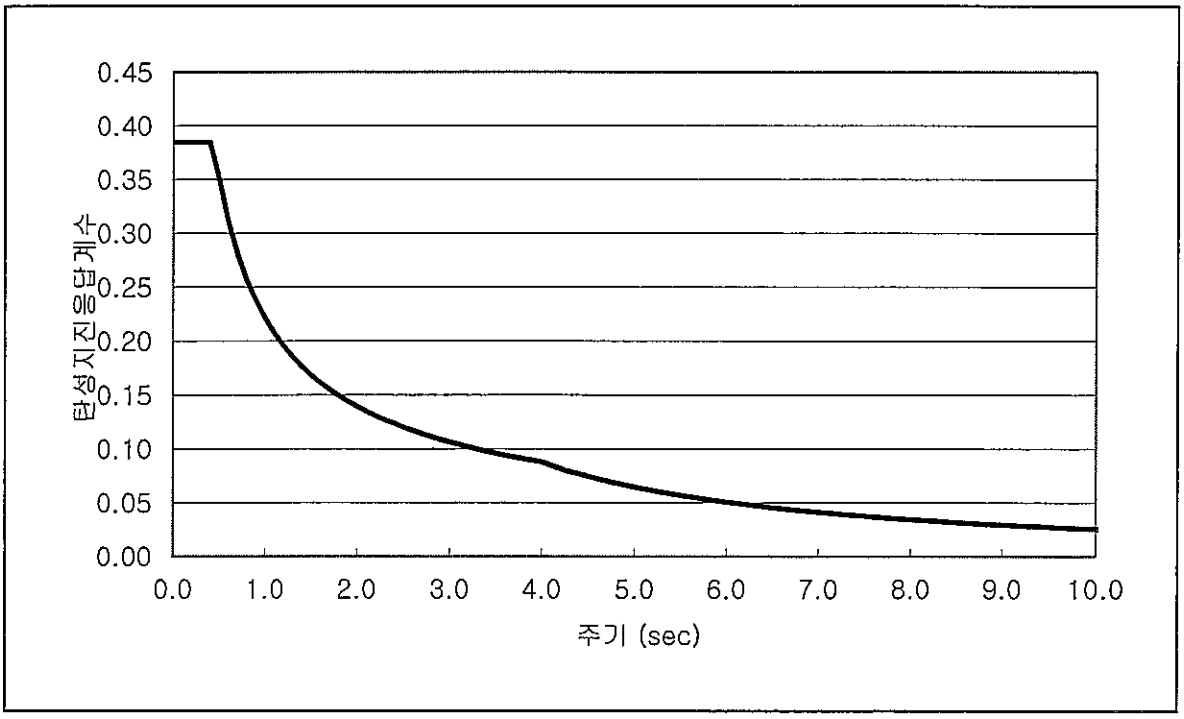
① $T \leq 4.0$ sec

$$Cs = (1.2 \times A \times S) / T^{2/3} \quad \leq \quad 2.5 \times A$$

② $T > 4.0$ sec

$$Cs = (3 \times A \times S) / T^{4/3}$$

여기서, T : 교량의 주기



4) 탄성지진응답계수

주기 (sec)	가속도 계수	지반 계수	탄성지진 응답계수	탄성지진 가속도 (m/sec²)	비고
0.0000	0.1540	1.2000	0.3850	3.7769	
0.1000	0.1540	1.2000	0.3850	3.7769	
0.2000	0.1540	1.2000	0.3850	3.7769	
0.3000	0.1540	1.2000	0.3850	3.7769	
0.4000	0.1540	1.2000	0.3850	3.7769	
0.5000	0.1540	1.2000	0.3520	3.4533	
0.6000	0.1540	1.2000	0.3117	3.0581	
0.7000	0.1540	1.2000	0.2813	2.7594	
0.8000	0.1540	1.2000	0.2573	2.5244	
0.9000	0.1540	1.2000	0.2379	2.3338	
1.0000	0.1540	1.2000	0.2218	2.1755	
1.1000	0.1540	1.2000	0.2081	2.0415	
1.2000	0.1540	1.2000	0.1964	1.9265	
1.3000	0.1540	1.2000	0.1862	1.8264	
1.4000	0.1540	1.2000	0.1772	1.7383	
1.5000	0.1540	1.2000	0.1692	1.6602	
1.6000	0.1540	1.2000	0.1621	1.5903	
1.7000	0.1540	1.2000	0.1557	1.5273	
1.8000	0.1540	1.2000	0.1499	1.4702	
1.9000	0.1540	1.2000	0.1446	1.4181	
2.0000	0.1540	1.2000	0.1397	1.3705	
2.1000	0.1540	1.2000	0.1352	1.3266	
2.2000	0.1540	1.2000	0.1311	1.2861	
2.3000	0.1540	1.2000	0.1273	1.2485	
2.4000	0.1540	1.2000	0.1237	1.2136	
2.5000	0.1540	1.2000	0.1204	1.1810	
2.6000	0.1540	1.2000	0.1173	1.1505	
2.7000	0.1540	1.2000	0.1144	1.1220	
2.8000	0.1540	1.2000	0.1116	1.0951	
2.9000	0.1540	1.2000	0.1090	1.0698	
3.0000	0.1540	1.2000	0.1066	1.0459	
3.2000	0.1540	1.2000	0.1021	1.0018	
3.4000	0.1540	1.2000	0.0981	0.9621	
3.6000	0.1540	1.2000	0.0944	0.9262	
3.8000	0.1540	1.2000	0.0911	0.8934	
4.0000	0.1540	1.2000	0.0880	0.8633	
4.2500	0.1540	1.2000	0.0805	0.7900	
4.5000	0.1540	1.2000	0.0746	0.7321	

주기 (sec)	가속도 계수	지반 계수	탄성지진 응답계수	탄성지진 가속도 (m/sec²)	비고
4.7500	0.1540	1.2000	0.0694	0.6811	
5.0000	0.1540	1.2000	0.0648	0.6361	
5.2500	0.1540	1.2000	0.0608	0.5960	
5.5000	0.1540	1.2000	0.0571	0.5602	
5.7500	0.1540	1.2000	0.0538	0.5280	
6.0000	0.1540	1.2000	0.0508	0.4988	
6.2500	0.1540	1.2000	0.0482	0.4724	
6.5000	0.1540	1.2000	0.0457	0.4483	
6.7500	0.1540	1.2000	0.0435	0.4263	
7.0000	0.1540	1.2000	0.0414	0.4062	
7.2500	0.1540	1.2000	0.0395	0.3876	
7.5000	0.1540	1.2000	0.0378	0.3705	
7.7500	0.1540	1.2000	0.0361	0.3546	
8.0000	0.1540	1.2000	0.0347	0.3399	
8.2500	0.1540	1.2000	0.0333	0.3263	
8.5000	0.1540	1.2000	0.0320	0.3135	
8.7500	0.1540	1.2000	0.0307	0.3016	
9.0000	0.1540	1.2000	0.0296	0.2905	
9.2500	0.1540	1.2000	0.0286	0.2801	
9.5000	0.1540	1.2000	0.0276	0.2703	
9.7500	0.1540	1.2000	0.0266	0.2611	
10.0000	0.1540	1.2000	0.0257	0.2524	
15.0000	0.1540	1.2000	0.0150	0.1470	
20.0000	0.1540	1.2000	0.0102	0.1002	

4. 고유치 해석결과

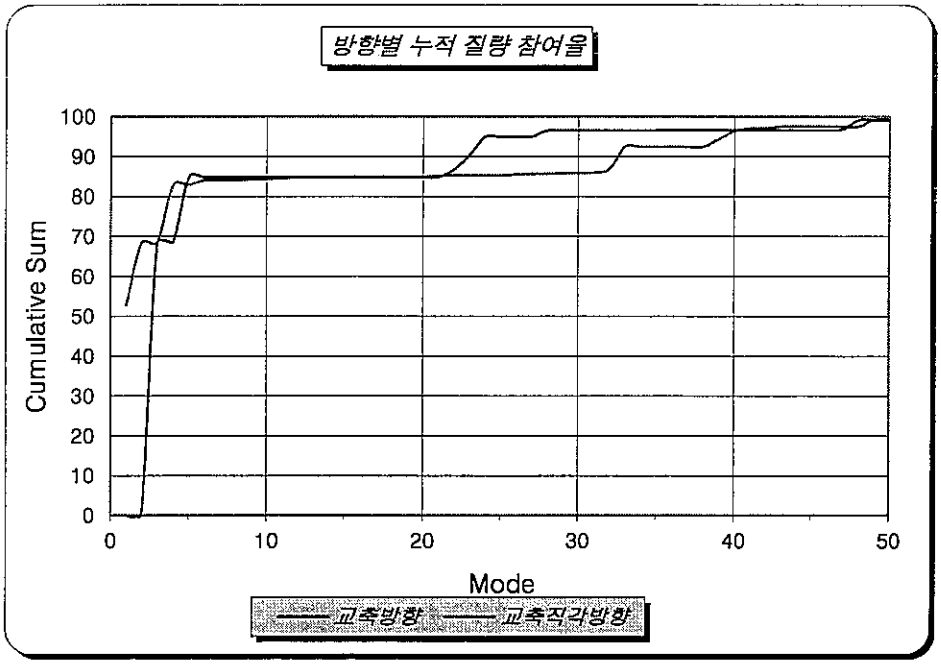
4.1 주기 및 진동수

< 모드별 주기 및 진동수 >

MODE	PERIOD	FREQUENCY		EIGENVALUE	비고
	(TIME)	(CYC/TIME)	(RAD/TIME)	(RAD/TIME)**2	
1	1.7837	0.5606	3.52	12.41	
2	1.6595	0.6026	3.79	14.34	
3	1.5965	0.6264	3.94	15.49	
4	1.4851	0.6734	4.23	17.90	
5	1.3570	0.7369	4.63	21.44	
6	1.1817	0.8462	5.32	28.27	
7	1.0856	0.9211	5.79	33.50	
8	0.7562	1.3224	8.31	69.04	
9	0.6398	1.5630	9.82	96.44	
10	0.5550	1.8017	11.32	128.15	
11	0.5402	1.8513	11.63	135.30	
12	0.5173	1.9330	12.15	147.51	
13	0.5021	1.9916	12.51	156.59	
14	0.4919	2.0328	12.77	163.13	
15	0.4536	2.2044	13.85	191.84	
16	0.4496	2.2242	13.98	195.30	
17	0.4292	2.3301	14.64	214.34	
18	0.4192	2.3853	14.99	224.63	
19	0.4068	2.4581	15.44	238.54	
20	0.4010	2.4936	15.67	245.48	
21	0.3683	2.7149	17.06	290.97	
22	0.3652	2.7381	17.20	295.98	
23	0.3447	2.9012	18.23	332.30	
24	0.3279	3.0496	19.16	367.15	
25	0.3162	3.1630	19.87	394.97	
26	0.3142	3.1831	20.00	400.00	
27	0.3060	3.2684	20.54	421.72	
28	0.2974	3.3626	21.13	446.40	
29	0.2960	3.3778	21.22	450.44	
30	0.2950	3.3899	21.30	453.67	
31	0.2932	3.4103	21.43	459.14	
32	0.2540	3.9371	24.74	611.96	
33	0.2482	4.0293	25.32	640.95	
34	0.2218	4.5096	28.33	802.84	
35	0.1964	5.0925	32.00	1023.81	
36	0.1931	5.1779	32.53	1058.46	
37	0.1748	5.7197	35.94	1291.54	
38	0.1645	6.0806	38.21	1459.68	
39	0.1422	7.0346	44.20	1953.60	
40	0.1321	7.5726	47.58	2263.86	
41	0.1288	7.7627	48.77	2378.94	
42	0.1224	8.1713	51.34	2636.00	
43	0.1003	9.9670	62.62	3921.83	
44	0.0792	12.6237	79.32	6291.16	
45	0.0763	13.0999	82.31	6775	
46	0.0638	15.6620	98.41	9684	
47	0.0507	19.7431	124.05	15388	
48	0.0308	32.4325	203.78	41526	
49	0.0256	38.9930	245.00	60025	
50	0.0068	146.0793	917.84	842436	

4.2 질량 참여율

고유치 해석결과 방향별 유효 질량 참여율의 합이 90%를 상회함을 확인하여 본 해석이 교량의 동적거동을 충분히 구현하고 있음을 확인하였다.

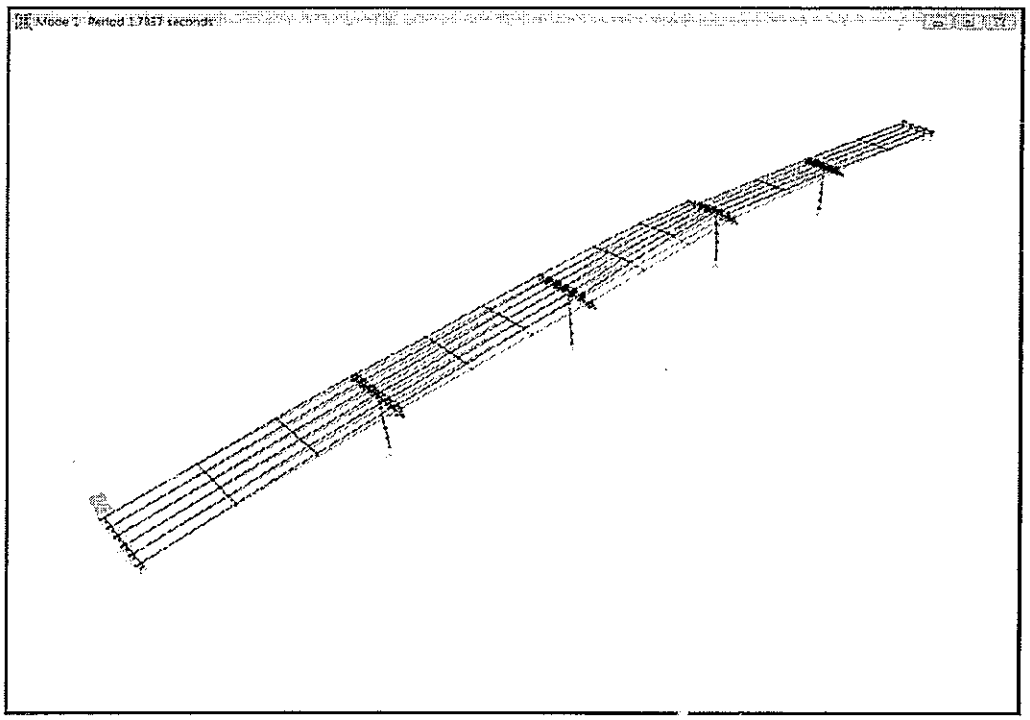


< 질량참여율 >

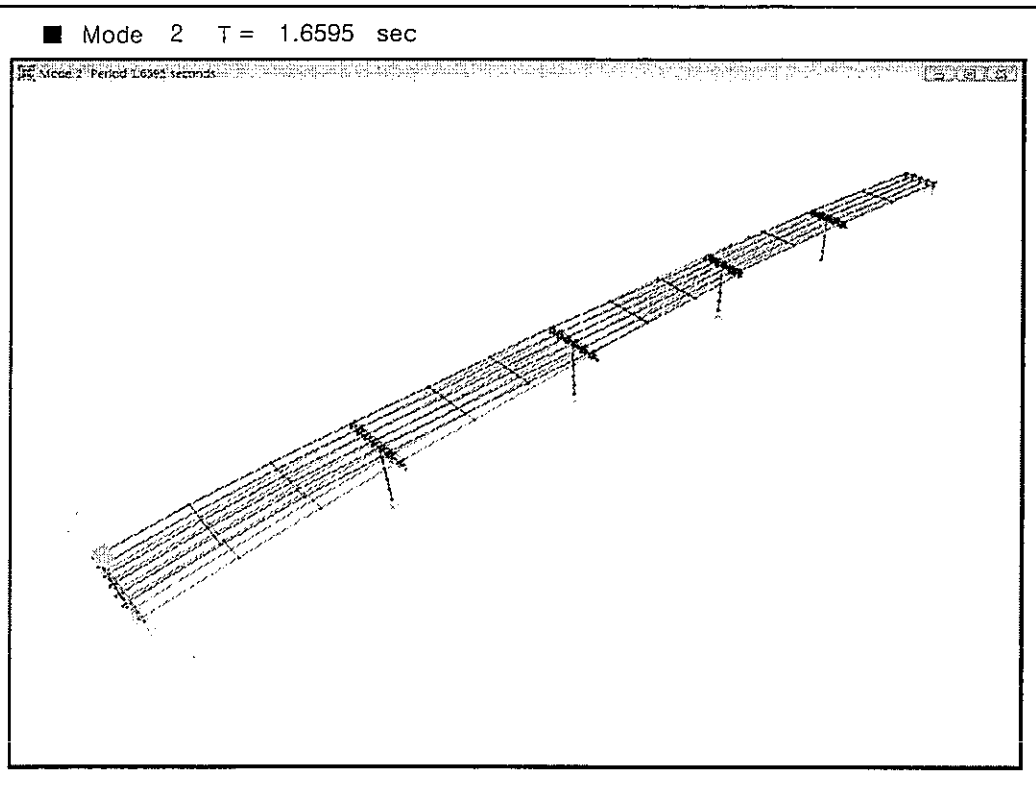
MODE	PERIOD (SEC)	INDIVIDUAL MODE (PERCENT)			CUMULATIVE SUM (PERCENT)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	1.784	0.008	52.775	0.000	0.008	52.775	0.000
2	1.659	0.331	15.601	0.000	0.339	68.376	0.000
3	1.597	68.054	0.158	0.000	68.393	68.534	0.000
4	1.485	0.048	14.272	0.000	68.441	82.806	0.000
5	1.357	16.310	0.098	0.000	84.751	82.904	0.000
6	1.182	0.002	1.054	0.000	84.752	83.958	0.000
7	1.086	0.004	0.051	0.000	84.756	84.009	0.000
8	0.756	0.000	0.002	0.000	84.756	84.012	0.001
9	0.640	0.001	0.226	0.001	84.757	84.237	0.002
10	0.555	0.000	0.123	0.001	84.758	84.360	0.002
11	0.540	0.000	0.148	0.019	84.758	84.508	0.021
12	0.517	0.000	0.330	0.020	84.758	84.839	0.041
13	0.502	0.000	0.000	3.990	84.758	84.839	4.031
14	0.492	0.000	0.005	0.194	84.758	84.844	4.225
15	0.454	0.000	0.010	0.000	84.758	84.854	4.225
16	0.450	0.000	0.095	0.002	84.758	84.949	4.227
17	0.429	0.000	0.000	0.004	84.758	84.950	4.231
18	0.419	0.000	0.000	0.000	84.758	84.950	4.232
19	0.407	0.001	0.001	0.000	84.759	84.951	4.232
20	0.401	0.000	0.000	0.000	84.759	84.951	4.232
21	0.368	0.079	0.227	0.001	84.838	85.178	4.232
22	0.365	1.891	0.024	0.007	86.729	85.202	4.240
23	0.345	3.595	0.004	0.069	90.324	85.206	4.309
24	0.328	4.562	0.005	0.147	94.886	85.212	4.455
25	0.316	0.007	0.004	12.358	94.892	85.215	16.813
26	0.314	0.002	0.225	0.072	94.895	85.440	16.885
27	0.306	0.032	0.192	0.007	94.927	85.632	16.892
28	0.297	1.527	0.000	0.001	96.454	85.632	16.894
29	0.296	0.000	0.135	6.975	96.455	85.768	23.868
30	0.295	0.001	0.005	28.994	96.455	85.773	52.862
31	0.293	0.026	0.150	0.002	96.481	85.923	52.864
32	0.254	0.001	0.874	0.026	96.482	86.797	52.890
33	0.248	0.008	5.598	0.161	96.490	92.395	53.051
34	0.222	0.000	0.002	0.000	96.490	92.397	53.051
35	0.196	0.016	0.000	0.000	96.506	92.397	53.051
36	0.193	0.002	0.005	0.000	96.508	92.402	53.051
37	0.175	0.000	0.001	0.001	96.508	92.403	53.053
38	0.164	0.002	0.002	0.000	96.509	92.405	53.053
39	0.142	0.001	1.945	0.030	96.510	94.349	53.083
40	0.132	0.012	1.953	0.019	96.522	96.302	53.102
41	0.129	0.002	0.774	0.001	96.524	97.076	53.103
42	0.122	0.001	0.000	1.947	96.525	97.077	55.050
43	0.100	0.001	0.381	0.074	96.525	97.457	55.124
44	0.079	0.000	0.000	24.196	96.526	97.457	79.320
45	0.076	0.022	0.001	0.000	96.547	97.458	79.320
46	0.064	0.000	0.000	12.410	96.547	97.458	91.730
47	0.051	0.264	0.000	0.001	96.811	97.458	91.731
48	0.031	2.302	0.004	0.001	99.113	97.462	91.732
49	0.026	0.003	1.676	0.000	99.116	99.138	91.732
50	0.007	0.000	0.001	5.794	99.116	99.138	97.526

4.3 모드형상(Mode Shape)

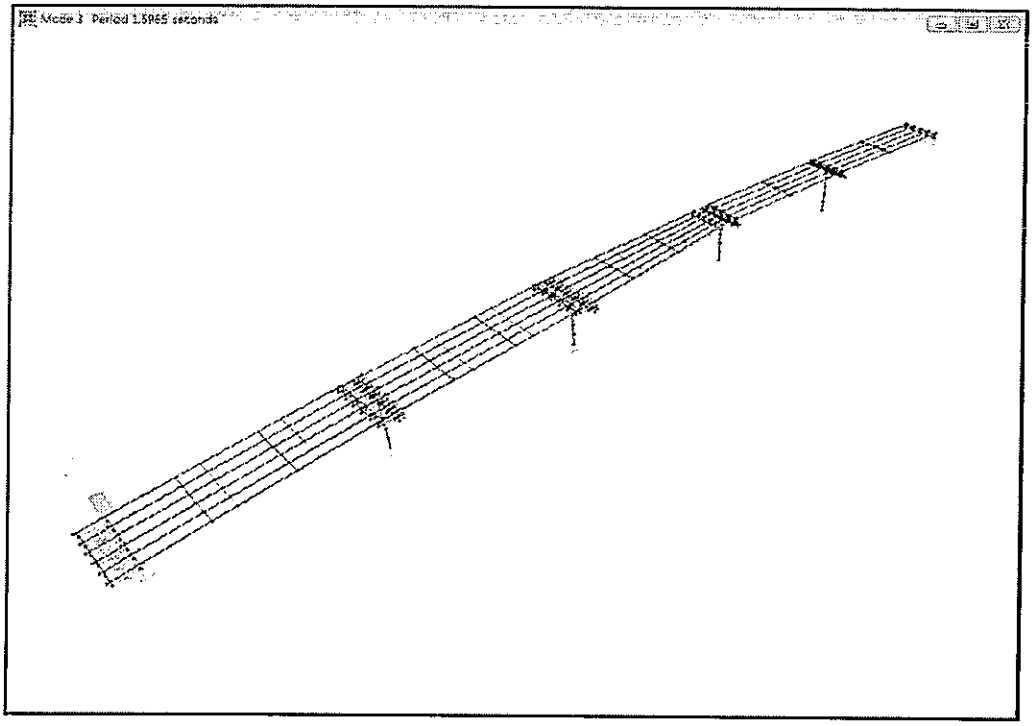
■ Mode 1 T = 1.7837 sec



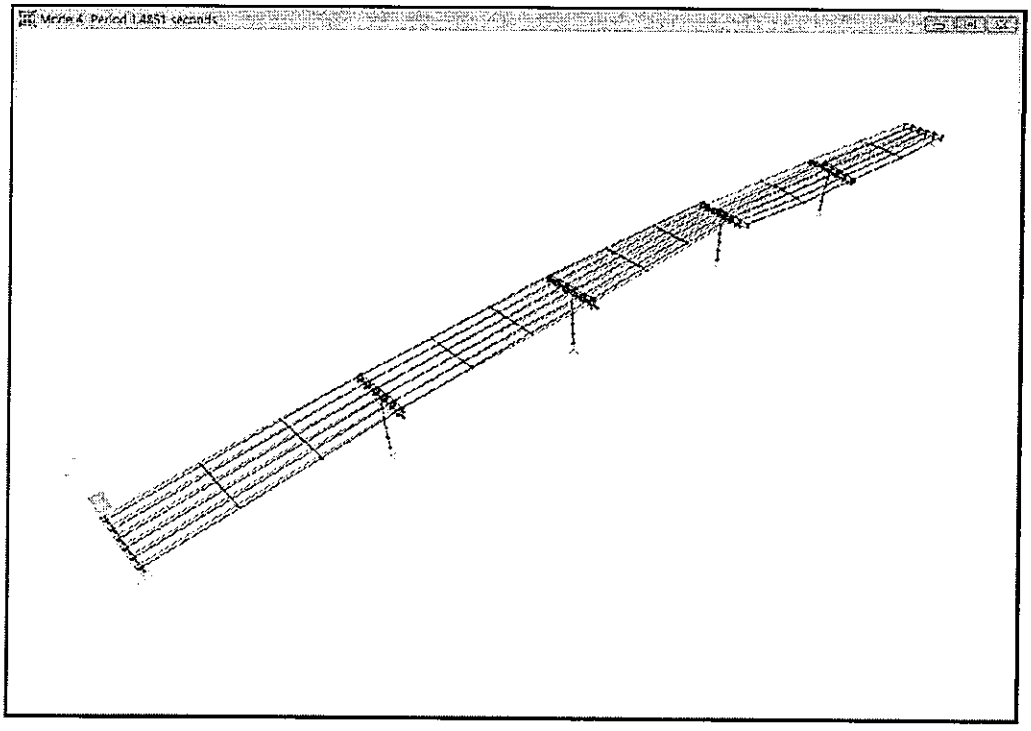
■ Mode 2 T = 1.6595 sec



■ Mode 3 T = 1.5965 sec



■ Mode 4 T = 1.4851 sec



5. 내진해석결과

◎ 다중모드해석

하중경우 1 : 1.0 × (종방향축의 해석) + 0.3 × (횡방향축의 해석)

하중경우 2 : 1.0 × (횡방향축의 해석) + 0.3 × (종방향축의 해석)

1) 받침부재력 (kN)

PIER NO	부재	COM1		COM2		교량받침			검토	비고
		교축	교직	교축	교직	수직용량	구분	소평용량		
A1	1	216.58	68.66	73.98	187.59	2250	M	345	O.K.	
	2	215.20	68.70	69.69	187.69	2250	M	345	O.K.	
	3	214.77	68.73	68.51	187.76	2250	G	345	O.K.	
	4	215.74	68.75	71.98	187.77	2250	M	345	O.K.	
	5	217.09	68.74	76.73	187.72	2250	M	345	O.K.	
	6	218.47	68.71	81.66	187.63	2250	M	345	O.K.	
P1L	7	262.74	70.22	98.13	202.01	2000	M	311	O.K.	
	8	260.95	70.26	91.16	202.11	2000	M	311	O.K.	
	9	259.27	70.30	84.88	202.18	2000	G	311	O.K.	
	10	258.38	70.32	82.15	202.15	2000	M	311	O.K.	
	11	259.38	70.30	86.71	202.01	2000	M	311	O.K.	
	12	260.92	70.27	93.33	201.84	2000	M	311	O.K.	
P1R	13	262.78	70.08	98.21	201.69	2000	M	311	O.K.	
	14	260.99	70.10	91.23	201.79	2000	M	311	O.K.	
	15	259.30	70.11	84.95	201.85	2000	G	311	O.K.	
	16	258.39	70.08	82.14	201.80	2000	M	311	O.K.	
	17	259.37	70.03	86.61	201.64	2000	M	311	O.K.	
	18	260.90	69.97	93.21	201.43	2000	M	311	O.K.	
P2L	19	257.48	73.83	100.63	234.09	2000	G	311	O.K.	
	20	255.60	73.84	93.49	234.11	2000	G	311	O.K.	
	21	253.81	73.85	86.92	234.09	2000	F	311	O.K.	
	22	252.03	73.85	81.28	233.93	2000	G	311	O.K.	
	23	251.59	73.79	81.03	233.64	2000	G	311	O.K.	
	24	252.85	73.71	86.78	233.28	2000	G	311	O.K.	
P2R	25	257.44	74.65	100.53	236.89	2000	M	311	O.K.	
	26	255.58	74.66	93.45	236.94	2000	M	311	O.K.	
	27	253.81	74.65	86.93	236.96	2000	G	311	O.K.	
	28	252.05	74.60	81.33	236.87	2000	M	311	O.K.	
	29	251.58	74.54	80.96	236.67	2000	M	311	O.K.	
	30	252.80	74.47	86.59	236.45	2000	M	311	O.K.	
P3L	31	181.11	76.42	71.75	240.01	2250	M	345	O.K.	
	32	180.05	76.41	68.08	239.99	2250	M	345	O.K.	
	33	178.90	76.38	64.20	239.92	2250	G	345	O.K.	
	34	177.75	76.32	60.47	239.75	2250	M	345	O.K.	
	35	176.75	76.23	57.38	239.51	2250	M	345	O.K.	
	36	176.48	76.14	56.73	239.25	2250	M	345	O.K.	
P3R	37	155.32	57.81	65.86	157.00	1750	M	259	O.K.	
	38	154.11	57.88	61.59	157.19	1750	M	259	O.K.	
	39	152.92	57.93	57.58	157.36	1750	G	259	O.K.	
	40	151.99	57.96	54.71	157.44	1750	M	259	O.K.	
	41	151.78	57.96	54.25	157.45	1750	M	259	O.K.	
P4L	42	141.07	45.03	57.29	126.08	1750	M	259	O.K.	
	43	139.91	45.09	52.99	126.25	1750	M	259	O.K.	
	44	139.04	45.13	50.00	126.39	1750	G	259	O.K.	
	45	138.70	45.13	49.66	126.46	1750	M	259	O.K.	
	46	139.16	45.14	52.26	126.51	1750	M	259	O.K.	
P4R	47	141.04	44.57	57.18	124.88	1750	G	259	O.K.	
	48	139.88	44.63	52.89	125.06	1750	G	259	O.K.	
	49	139.02	44.70	49.94	125.21	1750	F	259	O.K.	
	50	138.70	44.74	49.68	125.28	1750	G	259	O.K.	
	51	139.17	44.75	52.34	125.32	1750	G	259	O.K.	
A2	52	192.93	48.62	71.13	131.56	1750	M	259	O.K.	
	53	191.83	48.66	68.08	131.70	1750	M	259	O.K.	
	54	191.71	48.68	68.22	131.78	1750	G	259	O.K.	
	55	192.45	48.68	71.22	131.79	1750	M	259	O.K.	
	56	193.68	48.68	75.92	131.79	1750	M	259	O.K.	

※응답수정계수 나누기 전의 값임.

2) 받침변위 (㎜)

PIER NO	부재	COM1		COM2		교량받침			검토	비고
		교축	교직	교축	교직	수직용량	구분	허용변위		
A1	1	112.97	35.83	38.53	97.88	2250	10종	180	O.K.	
	2	112.25	35.84	36.32	97.92	2250	10종	180	O.K.	
	3	112.03	35.86	35.73	97.95	2250	10종	180	O.K.	
	4	112.54	35.86	37.55	97.96	2250	10종	180	O.K.	
	5	113.24	35.86	40.01	97.95	2250	10종	180	O.K.	
	6	113.95	35.86	42.56	97.91	2250	10종	180	O.K.	
P1L	7	88.93	24.59	33.27	70.90	2000	6종	108	O.K.	
	8	88.44	24.60	30.90	70.92	2000	6종	108	O.K.	
	9	87.99	24.61	28.77	70.94	2000	6종	108	O.K.	
	10	87.78	24.61	27.79	70.93	2000	6종	108	O.K.	
	11	88.22	24.61	29.34	70.88	2000	6종	108	O.K.	
	12	88.87	24.60	31.69	70.84	2000	6종	108	O.K.	
P1R	13	88.94	24.48	33.28	70.79	2000	6종	108	O.K.	
	14	88.45	24.49	30.92	70.81	2000	6종	108	O.K.	
	15	88.00	24.50	28.79	70.83	2000	6종	108	O.K.	
	16	87.78	24.51	27.79	70.81	2000	6종	108	O.K.	
	17	88.21	24.50	29.30	70.77	2000	6종	108	O.K.	
A1	18	88.85	24.49	31.64	70.71	2000	6종	108	O.K.	
P2L	19	87.03	25.96	34.17	82.55	2000	6종	108	O.K.	
	20	86.51	25.96	31.75	82.54	2000	6종	108	O.K.	
	21	86.02	25.96	29.52	82.52	2000	6종	108	O.K.	
	22	85.50	25.95	27.56	82.47	2000	6종	108	O.K.	
	23	85.35	25.93	27.16	82.38	2000	6종	108	O.K.	
	24	85.88	25.90	29.16	82.26	2000	6종	108	O.K.	
P2R	25	87.02	26.17	34.13	83.50	2000	6종	108	O.K.	
	26	86.51	26.18	31.73	83.51	2000	6종	108	O.K.	
	27	86.02	26.19	29.52	83.51	2000	6종	108	O.K.	
	28	85.51	26.19	27.58	83.48	2000	6종	108	O.K.	
	29	85.35	26.17	27.14	83.43	2000	6종	108	O.K.	
	30	85.86	26.16	29.09	83.36	2000	6종	108	O.K.	
P3L	31	88.14	38.59	33.86	123.72	2250	10종	180	O.K.	
	32	87.81	38.58	32.53	123.70	2250	10종	180	O.K.	
	33	87.39	38.57	30.93	123.66	2250	10종	180	O.K.	
P3R	34	86.90	38.55	29.19	123.58	2250	10종	180	O.K.	
	35	86.39	38.51	27.49	123.47	2250	10종	180	O.K.	
	36	86.03	38.48	26.32	123.36	2250	10종	180	O.K.	
P4L	37	55.59	21.98	24.52	58.76	1750	6종	108	O.K.	
	38	55.15	22.01	22.82	58.83	1750	6종	108	O.K.	
	39	54.66	22.03	21.04	58.90	1750	6종	108	O.K.	
	40	54.22	22.05	19.62	58.94	1750	6종	108	O.K.	
	41	54.06	22.06	19.17	58.96	1750	6종	108	O.K.	
P4R	42	57.33	19.09	23.31	53.77	1750	6종	108	O.K.	
	43	56.94	19.11	21.63	53.83	1750	6종	108	O.K.	
	44	56.64	19.14	20.43	53.89	1750	6종	108	O.K.	
	45	56.48	19.15	20.05	53.92	1750	6종	108	O.K.	
	46	56.61	19.16	20.76	53.95	1750	6종	108	O.K.	
P4R	47	57.32	18.89	23.27	53.25	1750	6종	108	O.K.	
	48	56.93	18.92	21.59	53.32	1750	6종	108	O.K.	
	49	56.63	18.94	20.40	53.38	1750	6종	108	O.K.	
	50	56.48	18.95	20.05	53.41	1750	6종	108	O.K.	
	51	56.61	18.96	20.79	53.43	1750	6종	108	O.K.	
A2	52	80.49	20.30	29.58	54.94	1750	6종	108	O.K.	
	53	80.06	20.31	28.39	54.99	1750	6종	108	O.K.	
	54	80.02	20.32	28.47	55.01	1750	6종	108	O.K.	
	55	80.32	20.32	29.69	55.02	1750	6종	108	O.K.	
	56	80.82	20.32	31.58	55.02	1750	6종	108	O.K.	

3) 기둥에 작용하는 탄성지진력

구분		Frame	LOAD	교축방향		변위(m)	교직방향		변위(m)
				전단력 (KN)	모멘트 (KN		전단력 (KN)	모멘트 (KN	
P1	상단	P1A	COMB1	3452.07	4889.86	0.02	940.02	4209.95	0.01
		P1A	COMB2	1112.23	1683.53	0.01	2696.45	12265.96	0.02
	하단	P1B	COMB1	3603.58	44148.38		978.60	14183.90	
		P1B	COMB2	1171.43	14237.84		2802.58	41100.81	
P2	상단	P2A	COMB1	3373.05	4356.08	0.03	988.22	4874.54	0.01
		P2A	COMB2	1120.27	1539.89	0.01	3108.50	15314.26	0.03
	하단	P2B	COMB1	3519.23	44694.56		1027.66	16023.78	
		P2B	COMB2	1172.40	14881.29		3212.76	50795.57	
P3	상단	P3A	COMB1	1561.40	4233.12	0.03	651.03	2839.60	0.01
		P3A	COMB2	536.66	1491.13	0.01	2000.31	8871.89	0.04
	하단	P3B	COMB1	1648.75	21963.78		671.36	9894.36	
		P3B	COMB2	566.62	7525.38		2055.13	30573.28	
P4	상단	P4A	COMB1	1517.16	1235.54	0.02	492.59	2055.48	0.01
		P4A	COMB2	543.81	651.43	0.01	1383.35	5730.12	0.03
	하단	P4B	COMB1	1590.53	17446.71		515.54	7033.24	
		P4B	COMB2	568.57	6359.76		1450.75	19952.45	

6. 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.

$$\Delta li = d + \Delta ls + \Delta ls + 0.4\Delta lt$$

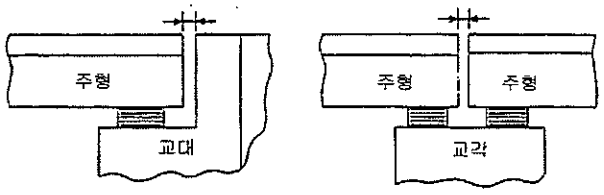
여기서, Δli : 상부구조의 여유간격
d : 지반에 대한 상부구조의 총변위 (di + dsub)
Δls : 콘크리트의 건조수축에 의 한 이동량 (mm)
Δlc : 콘크리트의 크리프에 의한 이동량 (mm)
Δlt : 온도변화에 의한 이동량 (mm)
(Δls 와 Δlc 는 수축량이므로 고려하지 않음)

- 상부구조의 여유간격 검토

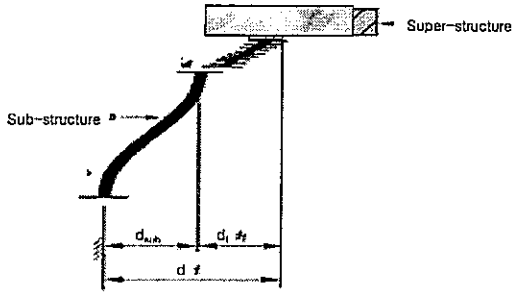
상부구조의 여유간격은 도로교설계기준 2.4.1.3 page.42에서 규정하는 여유량을 고려한 가동받침의 이동량보다 커야 하며, 또한 교축직각방향의 지진시 변위에 의한 인접상부구조 및 주요구조부재간의 충돌 가능성이 있을 때는 이를 방지하기 위한 여유간격을 설치한다.

(단위:mm)

구 분	상부구조의 변위(di)		상부단위	온도변위	여유간격	설치유간	검토결과
	일반지점부(di)	교축(dsub)	(di+dsub)	(Δlt)	(Δli)		
A1	113.95	0.00	113.95	40.00	129.95	170	O.K
P3	88.14	26.08	114.22	36.00	128.62	150	O.K
A2	80.82	0.00	80.82	16.00	87.22	100	O.K



<그림> 상부구조의 여유간격



<그림> 지반에 대한 상부구조의 총변위 (d = di + dsub)