

교 량 내 진 성 능 평 가

응암2교(성남)

보강전 내진성능평가 계산서

2026. 04

◆ 목 차 ◆

0. 내진성능평가 결과 요약

1. 개요

2. 하중산정

3. 고정하중에 대한 해석

4. 설계 지진동

5. 지진하중산정

6. 받침부 평가 (교대)

7. 기초부 평가

8. 지지길이평가

0. 내진성능평가 결과 요약

- 교대 1

A 1	구분			보유성능	소요성능	평가	
	받침부	본체 (kN)	교축	2,210	1,700	1.300	O.K
			교직	1,170	850	1.376	O.K
		앵커볼트 (kN)	교축	2,101	850	2.471	O.K
			교직	2,101	850	2.471	O.K
		콘크리트 (kN)	교축	6,282	1,700	3.695	O.K
			교직	793	850	0.933	N.G
	안정성 검토	수평변위		15.000	3.927	3.820	O.K
		연직 압축지지력		1,808	1,413	1.280	O.K
		연직 인발지지력		583.6	499.8	1.167	O.K
	말뚝 응력 검토	휨인장응력		210.0	40.5	5.190	O.K
		휨압축응력		210.0	141.6	1.483	O.K
		휨전단응력		120.0	11.7	10.298	O.K
	단면 검토	벽체	휨	17,788	3,299	5.392	O.K
			전단	9,691	3,323	2.916	O.K
		앞굽	휨	10,864	8,431	1.289	O.K
			전단	9,691	9,284	1.044	O.K
		뒷굽	휨	10,864	5,368	2.024	O.K
			전단	9,691	5,394	1.797	O.K
지지길이(mm)		교축	1,340	326	4.114	O.K	

- 교대 2

A 2	구분			보유성능	소요성능	평가	
	받침부	본체 (kN)	교직	1,040	850	1.223	O.K
		앵커볼트 (kN)	교직	1,459	850	1.716	O.K
		콘크리트 (kN)	교직	862	850	1.014	O.K
	안정성 검토	수평변위		15.000	2.797	5.362	O.K
		연직 압축지지력		1,839	1,338	1.375	O.K
		연직 인발지지력		609.3	194.3	3.136	O.K
	말뚝 응력 검토	휨인장응력		210.0	40.3	5.206	O.K
		휨압축응력		210.0	132.0	1.591	O.K
		휨전단응력		120.0	12.2	9.866	O.K
	단면 검토	벽체	휨	7,370	2,500	2.948	O.K
			전단	8,848	2,355	3.757	O.K
		앞굽	휨	9,900	6,669	1.484	O.K
			전단	10,225	8,859	1.154	O.K
		뒷굽	휨	7,370	4,808	1.533	O.K
			전단	8,848	4,771	1.854	O.K
	지지길이(mm)		교축	1,325	320	4.145	O.K

1. 개요

1.1 교량현황

내진성능평가대상 교량현황			
교량명	응암2교(성남)	준공년도	2017 년
교량위치	경기도 이천시 부발읍 응암리	받침종류	포트받침
상부구조		하부구조	
형식	HD-BOX GIRDER	교각형식	-
교량폭원	10.125m	기초형식	-
콘크리트	27Mpa	콘크리트	-
교량연장	1@52=52.0m		

1.2 내진설계

구분	적용
교량등급	1 등급교 (내진등급)
지진구역계수	0.11
위험도계수	1.40
지반종류	교축 : S3, 교직 : S3
해석방법	상부구조와 교대 사이의 연결부에 대하여 고정하중반력에 최대지반가속도를 곱한 값의 수평지진력이 작용한다고 보고 종방향, 횡방향 및 수직방향에 대하여 안전하도록 설계하여야 한다. 이 때 최대지반가속도는 암반지반(S1)의 경우는 유효수평지반가속도(S)로 하고, 토사지반(S2~S5)의 경우는 유효수평지반가속도(S)와 단주기 지반증폭계수(Fa)를 곱한 값으로 한다.

지반운동의 고려방향 결정 근거

- 내진설계에 수직방향 지진의 영향 미고려(수평방향만 고려)
- 교량받침에 부반력이 발생하지 않으며, 상부구조가 연직하중에 대체로 안전

지반분류 근거

- '기존 시설물(기초및지반) 내진성능 평가요령, 2020' 에 제시된 표준관입시험

N값과의 경험적 상관식 중 'Sun et al. 2013'의 식을 활용

for all soils,	$V_s = 65.54N^{0.407}$
for sand soils (풍화암),	$V_s = 107.94N^{0.418}$
for sand soils (풍화토),	$V_s = 75.76N^{0.371}$
for sand and silt soils (사질토),	$V_s = 82.01N^{0.319}$
for Gravel (자갈층),	$V_s = 78.63N^{0.361}$

1.3 사용프로그램 및 해석모델

구분		적용
탄성지진력산정	전체 모델링	프레임 모델링
	상부와 하부의 연결부 상세	ELASTIC LINK 스프링 모델
	기초와 지반의 연결부 상세	말뚝기초 스프링 강성 적용 / 직접기초 Fixed 적용
	질량산정	상부와 하부 고정하중은 단위질량으로 입력
	탄성지진력 산정 프로그램	MIDAS CIVIL

1.4 내진성능 평가방법 및 항목

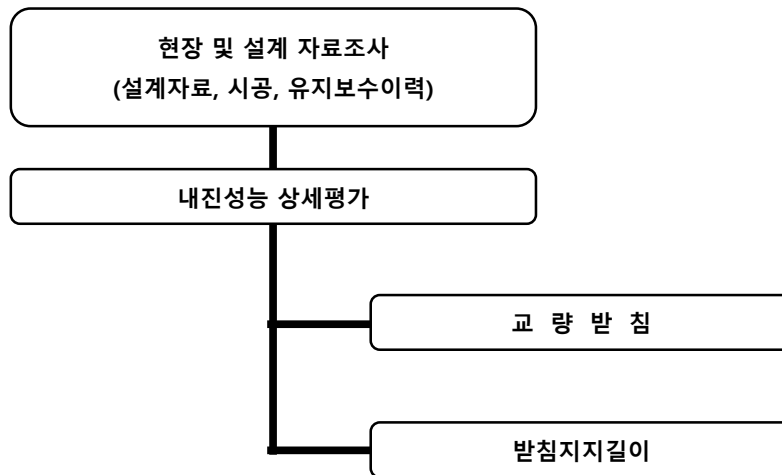
1) 내진성능상세평가 방법

내진성능 상세평가는 내진성능평가 지침에 의거하여 수행한다.

내진성능 상세평가는 교각을 비롯한 교량의 구성요소에 대하여 실시한다.

평가요령은 기존교량의 내진성능 평가 및 향상 요령'에 규정된 기준에 준한다.

2) 내진성능 평가항목



3) 참고문헌

교량 내진성능평가 지침(한국도로공사, 2022)

내진설계 일반[KDS 17 10 00](국토교통부, 2018)

교량내진설계기준(한계상태설계법)[KDS 24 17 11](국토교통부, 2021)

콘크리트구조 설계(강도설계법)[KDS 14 20 00](국토교통부, 2021)

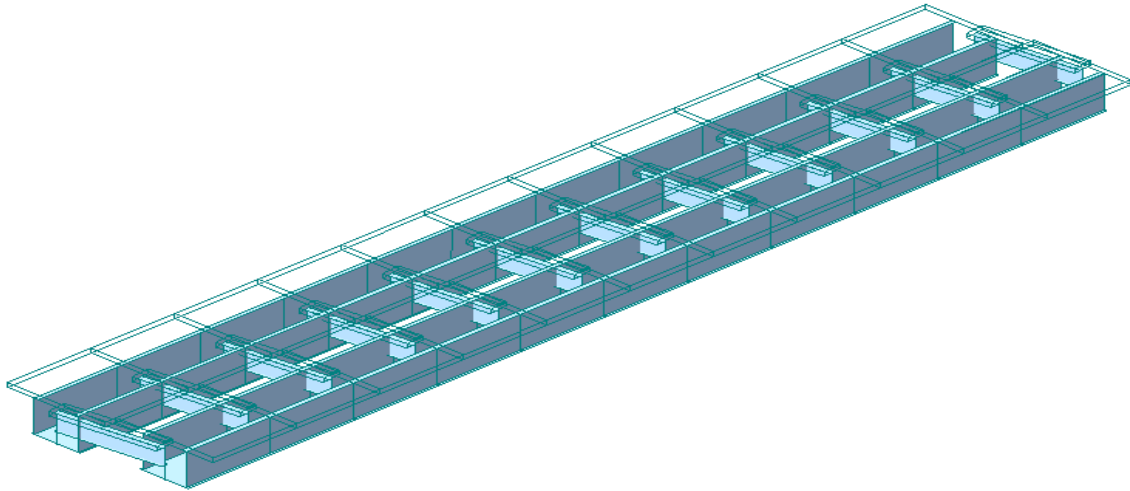
기존 시설물(교량) 내진성능 평가요령(국토교통부, 한국시설안전공단, 2019)

기존 시설물(기초및지반) 내진성능 평가요령(국토교통부, 한국시설안전공단, 2020)

2. 하중산정

2.1 구조해석 모델

- 해석대상 교량 : HD-BOX GIRDER
- 적용 받침 : 포트받침



해석대상 구조물 모델링

2.2 하중산정 조건

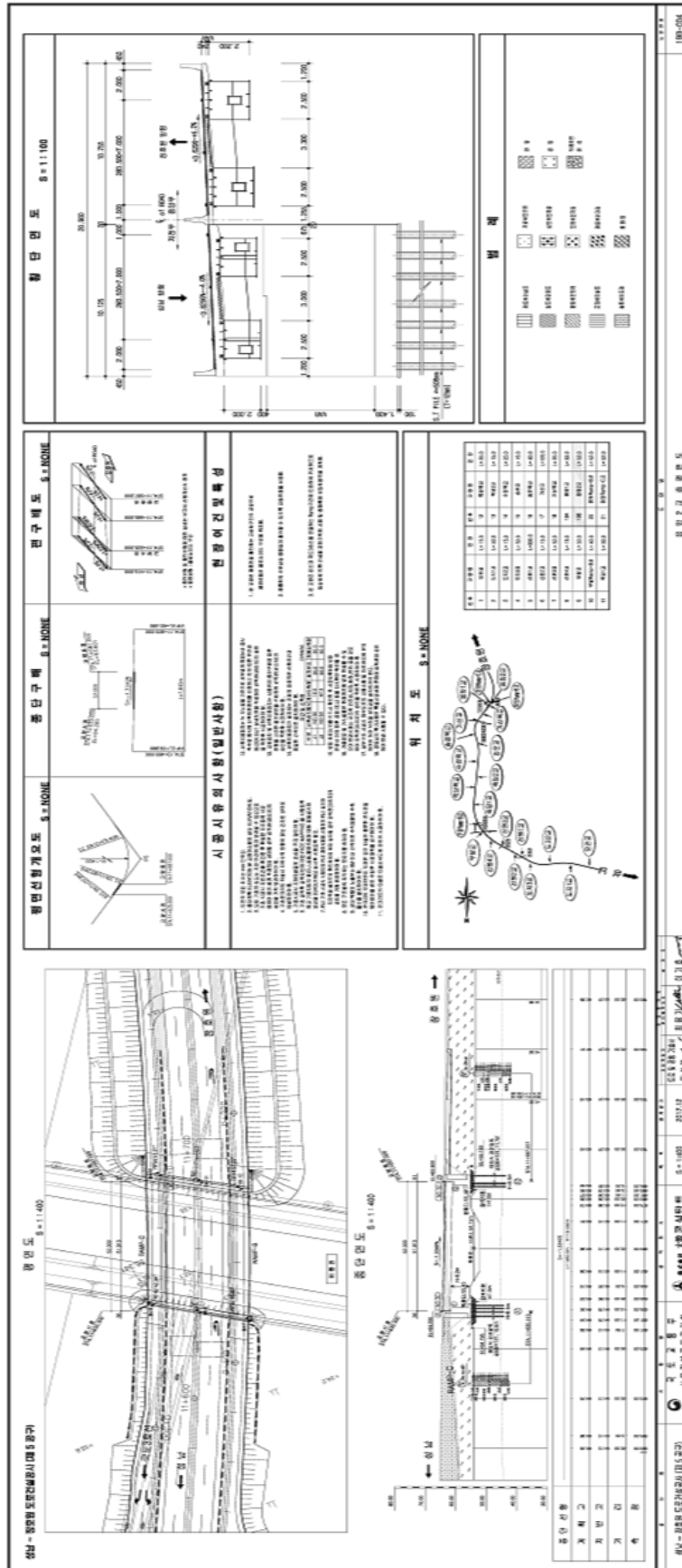
- 1차 고정하중 : Midas Civil 구조해석 프로그램에서 Self Weight 자동으로 계산
- 구조계산서 반력집계 적용

구 분		합성 전 고정하중		합성 후 고정하중	총 고정하중
		Steel+HD	Slab		
A1	G1	709.087	1107.780	565.884	2382.751
	G2	410.338	689.966	74.635	1174.939
A2	G1	350.623	643.857	429.485	1423.965
	G2	769.829	1181.020	202.420	2153.269

$$\begin{aligned}
 G1 \sum &= 3806.716 \text{ kN} \\
 G1 : \text{Beam Load} &= 73.21 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 G2 \sum &= 3328.208 \text{ kN} \\
 G2 : \text{Beam Load} &= 64.00 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

2.3 설계도면 자료



너
 품
 께
 서

성남 - 평준화 도로건설공사 (제5공구)

요약도

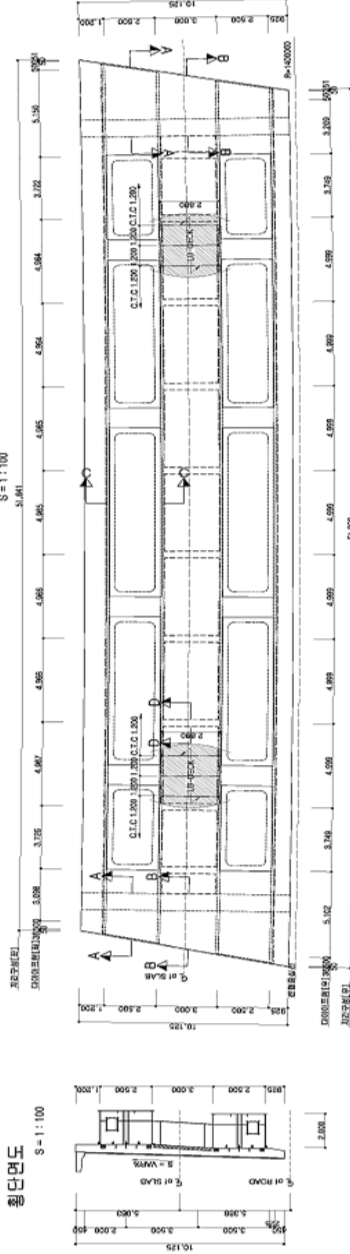
S = 1 : 800

응암2교 슬래브 일반도(1)

(성남 방향)

평면도

S = 1 : 100



중단면도

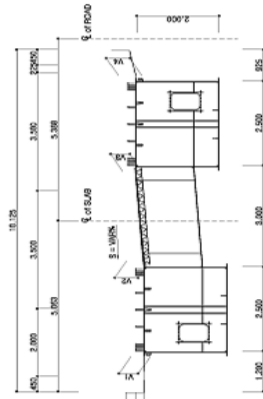
S = 1 : 100



횡단면도 상세도

(단기방수)

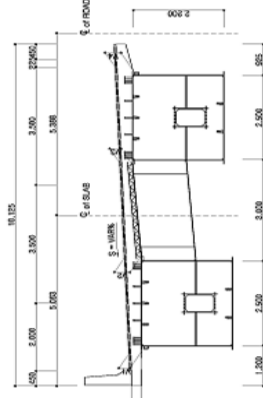
S = 1 : 50



횡단면도 상세도

(중기방수)

S = 1 : 50



변화치수표

STATION	좌측	우측	좌측	우측	좌측	우측
11+425.585	-3.524	3.524	421.2	421.2	421.2	421.2
11+442.292	-3.524	3.524	421.2	421.2	421.2	421.2
11+458.999	-3.524	3.524	421.2	421.2	421.2	421.2
11+475.706	-3.524	3.524	421.2	421.2	421.2	421.2
11+492.413	-3.524	3.524	421.2	421.2	421.2	421.2
11+509.120	-3.524	3.524	421.2	421.2	421.2	421.2
11+525.827	-3.524	3.524	421.2	421.2	421.2	421.2
11+542.534	-3.524	3.524	421.2	421.2	421.2	421.2
11+559.241	-3.524	3.524	421.2	421.2	421.2	421.2
11+575.948	-3.524	3.524	421.2	421.2	421.2	421.2
11+592.655	-3.524	3.524	421.2	421.2	421.2	421.2
11+609.362	-3.524	3.524	421.2	421.2	421.2	421.2
11+626.069	-3.524	3.524	421.2	421.2	421.2	421.2
11+642.776	-3.524	3.524	421.2	421.2	421.2	421.2
11+659.483	-3.524	3.524	421.2	421.2	421.2	421.2
11+676.190	-3.524	3.524	421.2	421.2	421.2	421.2
11+692.897	-3.524	3.524	421.2	421.2	421.2	421.2
11+709.604	-3.524	3.524	421.2	421.2	421.2	421.2
11+726.311	-3.524	3.524	421.2	421.2	421.2	421.2
11+743.018	-3.524	3.524	421.2	421.2	421.2	421.2
11+759.725	-3.524	3.524	421.2	421.2	421.2	421.2
11+776.432	-3.524	3.524	421.2	421.2	421.2	421.2
11+793.139	-3.524	3.524	421.2	421.2	421.2	421.2
11+809.846	-3.524	3.524	421.2	421.2	421.2	421.2
11+826.553	-3.524	3.524	421.2	421.2	421.2	421.2
11+843.260	-3.524	3.524	421.2	421.2	421.2	421.2
11+859.967	-3.524	3.524	421.2	421.2	421.2	421.2
11+876.674	-3.524	3.524	421.2	421.2	421.2	421.2
11+893.381	-3.524	3.524	421.2	421.2	421.2	421.2
11+910.088	-3.524	3.524	421.2	421.2	421.2	421.2
11+926.795	-3.524	3.524	421.2	421.2	421.2	421.2
11+943.502	-3.524	3.524	421.2	421.2	421.2	421.2
11+960.209	-3.524	3.524	421.2	421.2	421.2	421.2
11+976.916	-3.524	3.524	421.2	421.2	421.2	421.2
11+993.623	-3.524	3.524	421.2	421.2	421.2	421.2
12+010.330	-3.524	3.524	421.2	421.2	421.2	421.2

성남 - 평준화 도로건설공사 (제5공구)

국토교통부
서울지방국토관리청

한국교통공사
서울지방국토관리청

2017.12

도로교통공사
이정민

응암2교
슬래브 일반도(1)

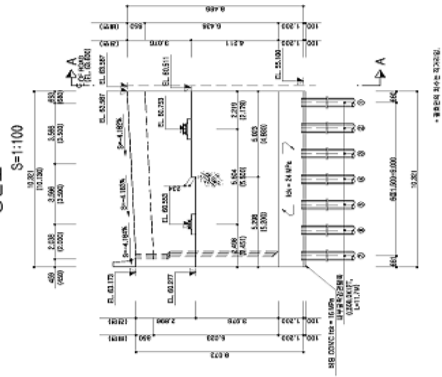
199-007

슬래브 일반도

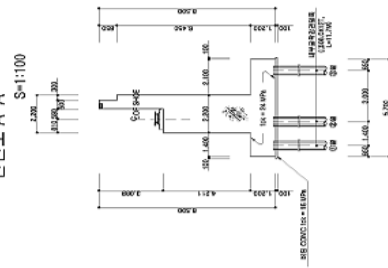
성남 ~ 장호원 도로건설공사 (제 5 공구)

응암2교 교대2 일반도(1)
(성남 방향)

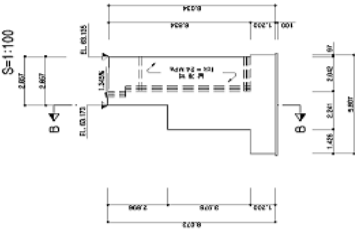
평면도



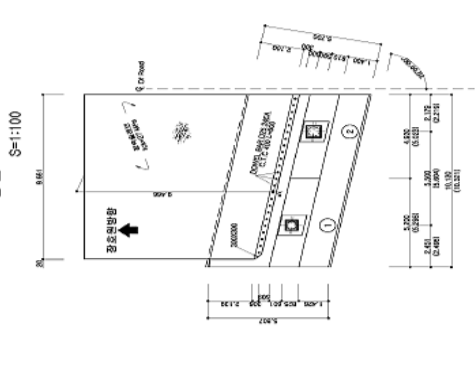
단면도 A-A



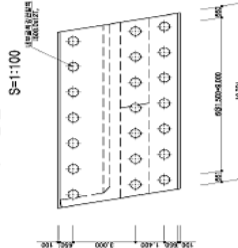
남개벽(좌측)



평면도



기초 평면도



함몰길에 테이블

구분	1	2	3	4	5	6	7
1층	11700	11700	11700	11700	11700	11700	11700
2층	11700	11700	11700	11700	11700	11700	11700
3층	11700	11700	11700	11700	11700	11700	11700

NOTE

1. 본도 도면은 설계도면의 1/100에 해당함.
2. 구조물 위치는 설계도면의 1/100에 해당함.
3. 구조물 위치는 설계도면의 1/100에 해당함.
4. 구조물 위치는 설계도면의 1/100에 해당함.
5. 구조물 위치는 설계도면의 1/100에 해당함.
6. 구조물 위치는 설계도면의 1/100에 해당함.
7. 구조물 위치는 설계도면의 1/100에 해당함.
8. 구조물 위치는 설계도면의 1/100에 해당함.
9. 구조물 위치는 설계도면의 1/100에 해당함.
10. 구조물 위치는 설계도면의 1/100에 해당함.

연단거리 테이블

구분	연단거리	연단거리
1층	11700	11700
2층	11700	11700
3층	11700	11700

성남 ~ 장호원 도로건설공사 (제 5 공구)

국토교통부
서울지방국토관리청

국토교통부
서울지방국토관리청

국토교통부
서울지방국토관리청

국토교통부
서울지방국토관리청

국토교통부
서울지방국토관리청

국토교통부
서울지방국토관리청

교대 일반도 (2)

3. 고정하중에 대한 해석

3.1 받침 반력

구분	받침 번호	고정하중 (kN)	받침용량 (kN)	판정	수평용량 (kN)	전단 스프링계수 (kN/m)
A1	1	2183.8	4,000	O.K	1040.0	-
	2	1284.0	3,000	O.K	1170.0	-
A2	1	1516.8	3,000	O.K	-	-
	2	1951.0	4,000	O.K	1040.0	-

4. 설계 지진동

4.1 지진구역 구분

지진구역	행정구역		계수(Z)
Ⅰ	시	서울특별시, 인천광역시, 대전광역시, 부산광역시, 대구광역시, 울산광역시, 광주광역시, 세종특별자치시	0.11g
	도	경기도, 강원도 남부, 충청북도, 충청남도, 경상북도, 경상남도, 전라북도, 전라남도	
Ⅱ	도	강원도 북부, 제주도	0.07g

4.2 위험도계수

재현주기 (년)	50	100	200	500	1000	2400	4800
위험도 계수(I)	0.40	0.57	0.73	1.00	1.40	2.00	2.60

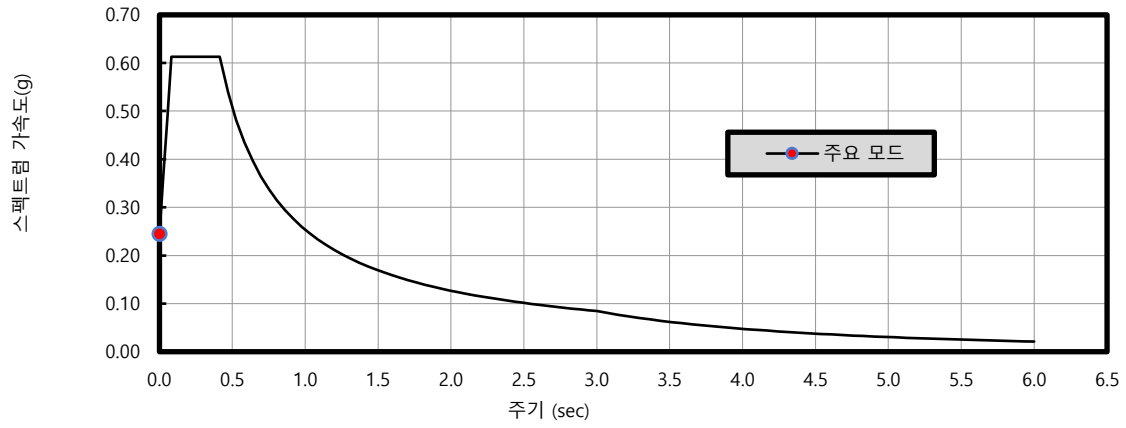
4.3 지반분류

지반종류	지반종류의 호칭	분류기준	
		기반암 깊이, H(m)	토층평균전단파속도
S1	암반 지반	1 미만	-
S2	얕고 단단한 지반	1~20 이하	260 이상
S3	얕고 연약한 지반		260 미만
S4	깊고 단단한 지반	20 초과	180 이상
S5	깊고 연약한 지반		180 미만
S6	부지 고유의 특성평가 및 지반응답해석이 필요한 지반		

4.4 지반증폭계수(Fa, Fv)

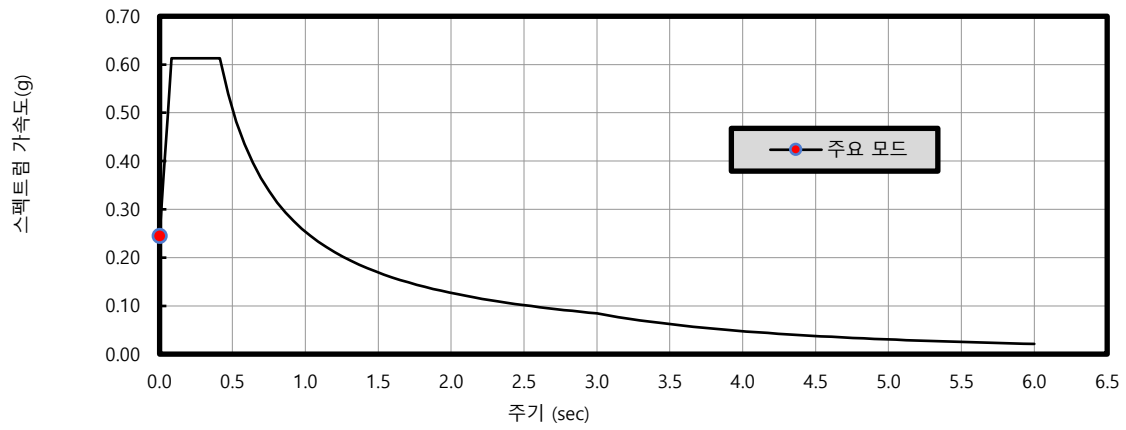
지반종류	단주기지반증폭계수, Fa			장주기지반증폭계수, Fv		
	S ≤ 0.1	S = 0.2	S = 0.3	S ≤ 0.1	S = 0.2	S = 0.3
S2	1.4	1.4	1.3	1.5	1.4	1.3
S3	1.7	1.5	1.3	1.7	1.6	1.5
S4	1.6	1.4	1.2	2.2	2.0	1.8
S5	1.8	1.3	1.3	3.0	2.7	2.4

4.5 스펙트럼 가속도(교축방향 - 5% Damping, S3지반)



주기 (sec)	스펙트럼가속도 (S)	주기 (sec)	스펙트럼가속도 (S)
0.000	0.245	2.494	0.102
0.028	0.368	2.550	0.099
0.055	0.490	2.606	0.097
0.083	0.613	2.663	0.095
0.113	0.613	2.719	0.093
0.143	0.613	2.775	0.091
0.173	0.613	2.831	0.090
0.203	0.613	2.888	0.088
0.233	0.613	2.944	0.086
0.263	0.613	3.000	0.084
0.293	0.613	3.073	0.081
0.323	0.613	3.146	0.077
0.353	0.613	3.220	0.073
0.383	0.613	3.293	0.070
0.414	0.613	3.366	0.067
0.470	0.540	3.439	0.064
0.526	0.482	3.512	0.062
0.582	0.435	3.585	0.059
0.638	0.397	3.659	0.057
0.695	0.365	3.732	0.055
0.751	0.338	3.805	0.053
0.807	0.314	3.878	0.051
0.863	0.294	3.951	0.049
0.920	0.276	4.024	0.047
0.976	0.260	4.098	0.045
1.032	0.246	4.171	0.044
1.088	0.233	4.244	0.042
1.145	0.221	4.317	0.041
1.201	0.211	4.390	0.039
1.257	0.202	4.463	0.038
1.313	0.193	4.537	0.037
1.369	0.185	4.610	0.036
1.426	0.178	4.683	0.035
1.482	0.171	4.756	0.034
1.538	0.165	4.829	0.033
1.594	0.159	4.902	0.032
1.651	0.154	4.976	0.031
1.707	0.149	5.049	0.030
1.763	0.144	5.122	0.029
1.819	0.139	5.195	0.028
1.875	0.135	5.268	0.027
1.932	0.131	5.341	0.027
1.988	0.128	5.415	0.026
2.044	0.124	5.488	0.025
2.100	0.121	5.561	0.025
2.157	0.118	5.634	0.024
2.213	0.115	5.707	0.023
2.269	0.112	5.780	0.023
2.325	0.109	5.854	0.022
2.382	0.106	5.927	0.022
2.438	0.104	6.000	0.021

4.6 스펙트럼 가속도(교직방향 - 5% Damping, S3지반)



주기 (sec)	스펙트럼가속도 (S)	주기 (sec)	스펙트럼가속도 (S)
0.000	0.245	2.494	0.102
0.028	0.368	2.550	0.099
0.055	0.490	2.606	0.097
0.083	0.613	2.663	0.095
0.113	0.613	2.719	0.093
0.143	0.613	2.775	0.091
0.173	0.613	2.831	0.090
0.203	0.613	2.888	0.088
0.233	0.613	2.944	0.086
0.263	0.613	3.000	0.084
0.293	0.613	3.073	0.081
0.323	0.613	3.146	0.077
0.353	0.613	3.220	0.073
0.383	0.613	3.293	0.070
0.414	0.613	3.366	0.067
0.470	0.540	3.439	0.064
0.526	0.482	3.512	0.062
0.582	0.435	3.585	0.059
0.638	0.397	3.659	0.057
0.695	0.365	3.732	0.055
0.751	0.338	3.805	0.053
0.807	0.314	3.878	0.051
0.863	0.294	3.951	0.049
0.920	0.276	4.024	0.047
0.976	0.260	4.098	0.045
1.032	0.246	4.171	0.044
1.088	0.233	4.244	0.042
1.145	0.221	4.317	0.041
1.201	0.211	4.390	0.039
1.257	0.202	4.463	0.038
1.313	0.193	4.537	0.037
1.369	0.185	4.610	0.036
1.426	0.178	4.683	0.035
1.482	0.171	4.756	0.034
1.538	0.165	4.829	0.033
1.594	0.159	4.902	0.032
1.651	0.154	4.976	0.031
1.707	0.149	5.049	0.030
1.763	0.144	5.122	0.029
1.819	0.139	5.195	0.028
1.875	0.135	5.268	0.027
1.932	0.131	5.341	0.027
1.988	0.128	5.415	0.026
2.044	0.124	5.488	0.025
2.100	0.121	5.561	0.025
2.157	0.118	5.634	0.024
2.213	0.115	5.707	0.023
2.269	0.112	5.780	0.023
2.325	0.109	5.854	0.022
2.382	0.106	5.927	0.022
2.438	0.104	6.000	0.021

5. 지진하중산정

5.1 지진하중 산정

$$V = W \times S \times Fa$$

여기서, W = 상부 중량

S = 유효 수평지반 가속도계수

Fa = 단주기 지반 증폭계수

구 분	설계지진하중 (kN)	
	교축방향	교직방향
교대 1	1700.372	850.186
교대 2	0.000	850.186

6. 받침부 평가 (교대)

6.1 교대 A1

6.1.1 받침본체 검토

(1) 받침 1기당 횡방향 저항용량(f_B)

- 교축방향

$$f_{B1} = 1,170.00 \text{ kN} \qquad f_{B1} = 1,040.00 \text{ kN}$$

- 교직방향

$$f_{B1} = 1,170.00 \text{ kN}$$

(2) 보유성능 : 횡방향 저항용량 F_{BC} : 받침 1기당의 저항용량*저항하는 받침 개수

- 교축방향

$$\begin{aligned} F_{BC1} &= 1,170.00 \times 1 = 1,170.00 \text{ kN} \\ &= 1,040.00 \times 1 = 1,040.00 \text{ kN} \end{aligned}$$

- 교직방향

$$F_{BC1} = 1,170.00 \times 1 = 1,170.00 \text{ kN}$$

(3) 소요성능 : 받침부 평가지진력 F_{BD}

- 교축방향

$$F_{BD} = [V]_{comb} = 1,700.37 \text{ kN}$$

- 교직방향

$$F_{BD} = [V]_{comb} = 850.19 \text{ kN}$$

(4) 받침본체 내진성능평가

- 교축방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{2,210.00}{1,700.37} = 1.300 > 1.0 \quad \text{OK}$$

- 교축직각방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{1,170.00}{850.19} = 1.376 > 1.0 \quad \text{OK}$$

6.1.2 받침본체 앵커

(1) 받침제원

본체규격

C	=	505	mm	받침 교축방향 길이 (하판)
B	=	505	mm	받침 교축직각방향 길이 (하판)
d_a	=	90	mm	받침부 앵커소켓 직경
d_b	=	36	mm	받침부 앵커볼트 직경
h_{ef}	=	270	mm	받침부 앵커 근입 깊이
S_L	=	395	mm	받침 교축방향 앵커 간격
S_T	=	395	mm	받침 교축직각방향 앵커 간격
n	=	4	ea	앵커 개수 , (교축 = 2 ea, 교직 = 2 ea)
받침부 콘크리트 강도	f_{ck}	=	24	MPa
앵커의 유효단면적	A_{se}	=	1018	mm ²
앵커의 인장강도	f_{uta}	=	860	MPa
앵커의 유효 묻힘길이	h_{ef}	=	270	mm
코핑부 깊이	h_{cop}	=	5109	mm

(2) 강재파괴

1) 보유성능 : 강재강도	$V_{sa} = \max [n \cdot 0.6 \cdot A_{se} \cdot f_{uta}, \mu_D N]$
	$\mu_D = 0.45, N = D + D_{eqH} - D_{eqV}$
교축방향:	$V_{saL} = 4 \times 0.6 \times 1,018 \times 860 = 2,101 \text{ kN}$ $\mu_D N = 0.45 \times 0.88 \times 1,734 = 687 \text{ kN}$
교직방향:	$V_{saT} = 4 \times 0.6 \times 1,018 \times 860 = 2,101 \text{ kN}$ $\mu_D N = 0.45 \times 0.88 \times 1,734 = 687 \text{ kN}$ $V_{sa} = \max [V_{saL}, \mu_D N] = 2,101 \text{ kN}$

2) 소요성능 : 받침 1기당 평가지진력	F_{ASD}
교축방향:	$F_{ASDL} = F_{BDL} / n^L = 1700.37 / 2 = 850 \text{ kN}$
교직방향:	$F_{ASDT} = F_{BDT} / n^T = 850.19 / 1 = 850 \text{ kN}$

3) 평가

교축방향	$\frac{V_{saL}}{F_{ASDL}} = \frac{2,101}{850} = 2.471 > 1.0$	OK
교직방향	$\frac{V_{saT}}{F_{ASDT}} = \frac{2,101}{850} = 2.471 > 1.0$	OK

(3) 콘크리트 파괴

1) 보유성능 : 콘크리트 파괴강도 V_{cbg}

$$V_{cbg} = V_{cbgo} + 0.6N \quad (\leq 1.6V_{cbgo})$$

$$V_{cbgo} = A_{vc} / A_{vco} * \Phi_{ed,v} * \Phi_{c,v} * \Phi_{h,v} * V_b$$

A_{vc} : 단일 앵커 또는 앵커그룹의 전단력 방향에 형성되는 전단파괴면 투영면적

A_{vco} : 연단거리, 간격 또는 부재두께에 제한을 받지 않는 단일앵커의 전단력방향

자유단면에 형성되는 전단파괴면 투영면적 (mm^2)

$$A_{vco} = 4.5C_{a1}^2$$

$\Phi_{ed,v}$: 연단거리 영향에 대한 전단강도 수정계수

$$C_{a2} \geq 1.5C_{a1} \quad , \quad \Phi_{ed,v} = 1.0 \quad C_{a2} < 1.5C_{a1} \quad , \quad \Phi_{ed,v} = 0.7 + 0.3 * C_{a2} / 1.5C_{a1}$$

$\Phi_{c,v}$: 사용하중을 받을 때 콘크리트에 균열이 발생하지 않는 위치의 강도 수정계수

$\Phi_{h,v}$: $h_a < 1.5C_{a1}$ 인 경우의 강도 수정계수, 단 $\Phi_{h,v}$ 는 1 이상이어야 한다.

V_b : 전단력을 받는 단일 앵커의 기본콘크리트 파괴강도 (kN)

$$V_b = 0.6(l_e/d_0)^{0.2} \sqrt{d_0} \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5}$$

C_{a1} : 앵커볼트 중심에서 하중작용 방향으로 콘크리트 표면까지의 수직거리(mm)

C_{a2} : 앵커볼트 중심에서 하중작용 방향직각방향으로 콘크리트 표면까지의 수직거리(mm)

h_a : 앵커가 정착되는 콘크리트 두께(mm)

① 교축방향

$$C_{a1} = 1,000 \quad mm$$

$$C_{a1}' = 1,000 \quad mm$$

$$C_{a2} = 1,800 \quad mm$$

$$C_{a2}' = 1,800 \quad mm$$

$$S_L = 395 \quad mm$$

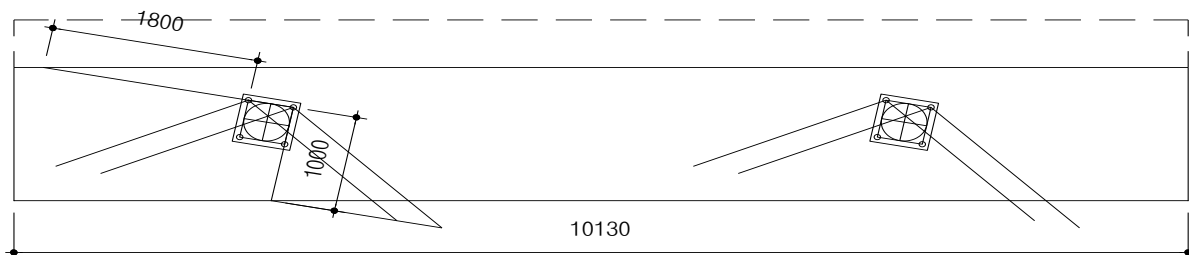
$$1.5C_{a1} = 1,500 \quad mm$$

$$S_T = 395 \quad mm$$

$$h_{cop} = 5,109 \quad mm$$

$$h_a = \min[h_{cop}, 1.5C_{a1}] = 1,500 \quad mm$$

$$\text{투영길이} = 10,130 \quad mm$$



'- 파괴선이 겹치므로 전체받침 앵커그룹으로 저항

$$A_{vc} = 15,195,000 \text{ mm}^2$$

$$A_{vco} = 4.5 C_{a1}^2 = 4.5 \times 1000^2 = 4,500,000 \text{ mm}^2$$

$$\text{check } A_{vc} < n A_{vco} = 15,195,000 < 4 \times 4,500,000 = 18,000,000 \text{ mm}^2$$

$$\Phi_{ed,v} = 1.000$$

$$\Phi_{h,v} = 1.000$$

$$V_b = 0.6(l_e/d_a)^{0.2} \sqrt{d_a} \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5}$$

$$= 0.6 \frac{270^{0.2}}{90} \times \sqrt{90} \times \sqrt{24} \times 1000^{1.5}$$

$$= 1,098.51 \text{ kN}$$

$$l_e = \text{MIN}[h_{ef}, 8d_a] = 270 \text{ mm}$$

$$V_{b2} = 3.7 \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5} = 3.7 \times \sqrt{24} \times 1,000^{1.5} = 573.202 \text{ kN}$$

$$\therefore V_b = \text{MIN} [1,098.51, 573.202] = 573.202 \text{ kN}$$

$$V_{cbgo}^L = A_{vc} / A_{vco} \times \Phi_{ed,v} \times \Phi_{c,v} \times \Phi_{h,v} \times V_b$$

$$= \frac{15,195,000}{4,500,000} \times 1.000 \times 1.200 \times 1.000 \times 1,099 = 4,451 \text{ kN}$$

$$V_{cbg}^L = V_{cbgo}^L + 0.6N (\leq 1.6V_{cbgo}^L)$$

$$\therefore V_{cbg}^L = \text{min} [6,282.128, 7121.833] = 6282.128 \text{ kN}$$

② 교직방향

$$C_{a1} = 2,195 \text{ mm}$$

$$C_{a1}' = 2,195 \text{ mm}$$

$$C_{a2} = 605 \text{ mm}$$

$$C_{a2}' = 605 \text{ mm}$$

$$S_L = 395 \text{ mm}$$

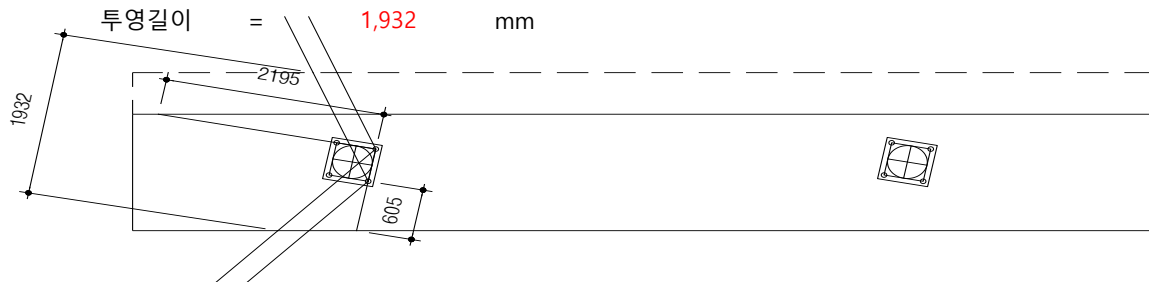
$$1.5C_{a1} = 3,293 \text{ mm}$$

$$S_T = 395 \text{ mm}$$

$$h_{cop} = 5,109 \text{ mm}$$

$$h_a = \text{min}[h_{cop}, 1.5C_{a1}] = 3,293 \text{ mm}$$

$$\text{투영길이} = 1,932 \text{ mm}$$



- 콘크리트파괴 저항면적 산정 시 3면 이상이 가장자리의 영향을 받는지 여부 검토

$$1\text{면} \quad C_{a1} = 2,195 \text{ mm} < 1.5C_{a1} = 3,293 \text{ mm}$$

$$2\text{면} \quad C_{a2}' = 605 \text{ mm} < 1.5C_{a1} = 3,293 \text{ mm}$$

$$3\text{면} \quad h_{\text{cop}} = 5,109 \text{ mm} > 1.5C_{a1} = 3,293 \text{ mm}$$

- 연단거리 재산정 불필요

$$A_{vc} = 6,361,110 \text{ mm}^2$$

$$A_{vco} = 4.5C_{a1}^2 = 4.5 \times 2,195^2 = 21,681,113 \text{ mm}^2$$

$$\text{check } A_{vc} < n A_{vco} = 6,361,110 < 2 \times 21,681,113 = 43,362,225 \text{ mm}^2$$

$$\Phi_{ed,v} = 0.755 \quad \Phi_{h,v} = 1.000$$

$$V_b = 0.6(l_e/d_a)^{0.2} \sqrt{d_a} \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5}$$

$$= 0.6 \frac{270^{0.2}}{90} \times \sqrt{90} \times \sqrt{24} \times 2,195^{1.5}$$

$$= 3,572.35 \text{ kN}$$

$$V_{b2} = 3.7 \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5} = 3.7 \times \sqrt{24} \times 2,195^{1.5} = 1864.057 \text{ kN}$$

$$\therefore V_b = \text{MIN} [3,572.35, 1864.057] = 1,864.057 \text{ kN}$$

$$l_e = \text{MIN}[h_{\text{efr}} 8d_a] = 270 \text{ mm}$$

$$V_{\text{cbg0}}^T = A_{vc} / A_{vco} * \Phi_{ed,v} * \Phi_{c,v} * \Phi_{h,v} * V_b$$

$$= \frac{6,361,110}{21,681,113} \times 0.755 \times 1.200 \times 1.000 \times 1864 = 496 \text{ kN}$$

$$V_{\text{cbg}}^T = V_{\text{cbg0}}^T + 0.6N (\leq 1.6V_{\text{cbg0}}^T)$$

$$\therefore V_{\text{cbg}}^T = \text{min} [1,411.068, 792.922] = 792.922 \text{ kN}$$

2) 소요성능 : 앵커부 요구성능

$$\text{교축방향: } F_{AC,DL} = 850 \times 2 = 1,700 \text{ kN}$$

$$\text{교직방향: } F_{AC,DT} = 850 \times 1 = 850 \text{ kN}$$

3) 평가

$$\text{교축방향} \quad \frac{V_{\text{cbgL}}}{F_{AC,DL}} = \frac{6,282}{1,700} = 3.695 > 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\text{교직방향} \quad \frac{V_{\text{cbgT}}}{F_{AC,DT}} = \frac{793}{850} = 0.933 < 1.0 \quad \text{NG}$$

(4) 콘크리트 프라이 아웃 파괴

받침에 고정하중에 의한 압축력이 작용하는 경우

콘크리트 프라이아웃 파괴는 발생하지 않으므로 검토하지 아니한다.

$$\text{받침부의 유효수직력 } 0.88D = 0.88 \times 1733.885 = 1525.8188 \text{ kN}$$

$$\text{교축방향: } 0.25V_{\text{pry,ec}}^L = 628 \times 0.25 = 157.0532 \text{ kN} \leq 0.88D$$

∴ 유효 수직력 0.88D가 $0.25V_{\text{pry,ec}}^L$ 이상이므로 프라이아웃 평가 불필요

$$\text{교직방향: } 0.25V_{\text{pry,ec}}^T = 793 \times 0.25 = 198.2305 \text{ kN} \leq 0.88D$$

∴ 유효 수직력 0.88D가 $0.25V_{\text{pry,ec}}^L$ 이상이므로 프라이아웃 평가 불필요

(5) 받침부 평가 요약

구분		방향	보유성능	소요성능	평가	
받침부	본체	교축	2,210	1,700	1.300	OK
		교직	1,170	850	1.376	OK
	앵커볼트	교축	2,101	850	2.471	OK
		교직	2,101	850	2.471	OK
	콘크리트	교축	6,282	1,700	3.695	OK
		교직	793	850	0.933	NG

6. 받침부 평가 (교대)

6.2 교대 A2

6.2.1 받침본체 검토

(1) 받침 1기당 횡방향 저항용량(f_B)

- 교직방향

$$f_{B1} = 1,040.00 \text{ kN}$$

(2) 보유성능 : 횡방향 저항용량 F_{BC} : 받침 1기당의 저항용량*저항하는 받침 개수

- 교직방향

$$F_{BC1} = 1,040.00 \times 1 = 1,040.00 \text{ kN}$$

(3) 소요성능 : 받침부 평가지진력 F_{BD}

- 교직방향

$$F_{BD} = [V]_{comb} = 850.19 \text{ kN}$$

(4) 받침본체 내진성능평가

- 교축직각방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{1,040.00}{850.19} = 1.223 > 1.0 \quad \text{OK}$$

6.2.2 받침본체 앵커

(1) 받침제원

본체규격

C	=	540	mm	받침 교축방향 길이 (하판)
B	=	540	mm	받침 교축직각방향 길이 (하판)
d_a	=	75	mm	받침부 앵커소켓 직경
d_b	=	30	mm	받침부 앵커볼트 직경
h_{ef}	=	230	mm	받침부 앵커 근입 깊이
S_L	=	450	mm	받침 교축방향 앵커 간격
S_T	=	450	mm	받침 교축직각방향 앵커 간격
n	=	4	ea	앵커 개수 , (교축 = 2 ea, 교직 = 2 ea)
받침부 콘크리트 강도	f_{ck}	=	24	MPa
앵커의 유효단면적	A_{se}	=	707	mm ²
앵커의 인장강도	f_{uta}	=	860	MPa
앵커의 유효 묻힘길이	h_{ef}	=	230	mm
코핑부 깊이	h_{cop}	=	4211	mm

(2) 강재파괴

1) 보유성능 : 강재강도

$$V_{sa} = \max [n \cdot 0.6 \cdot A_{se} \cdot f_{uta}, \mu_D N]$$

$\mu_D = 0.45, N = D + D_{eqH} - D_{eqV}$

교직방향:	V_{saT}	=	4	X	0.6	X	707	X	860	=	1,459	kN
	$\mu_D N$	=	0.45	X	0.88	X	1,734			=	687	kN
	V_{sa}	=	$\max[V_{saL}, \mu_D N]$						=	1,459	kN	

2) 소요성능 : 받침 1기당 평가지진력 F_{ASD}

교직방향:	F_{ASDT}	=	F_{BDT} / n^T	=	850.19	/	1	=	850	kN
-------	------------	---	-----------------	---	--------	---	---	---	-----	----

3) 평가

교직방향	$\frac{V_{saT}}{F_{ASDT}}$	=	$\frac{1,459}{850}$	=	1.716	>	1.0	OK
------	----------------------------	---	---------------------	---	-------	---	-----	----

(3) 콘크리트 파괴

1) 보유성능 : 콘크리트 파괴강도 V_{cbg}

$$V_{cbg} = V_{cbgo} + 0.6N \quad (\leq 1.6V_{cbgo})$$

$$V_{cbgo} = A_{vc} / A_{vco} * \Phi_{ed,v} * \Phi_{c,v} * \Phi_{h,v} * V_b$$

A_{vc} : 단일 앵커 또는 앵커그룹의 전단력 방향에 형성되는 전단파괴면 투영면적

A_{vco} : 연단거리, 간격 또는 부재두께에 제한을 받지 않는 단일앵커의 전단력방향

자유단면에 형성되는 전단파괴면 투영면적 (mm^2)

$$A_{vco} = 4.5C_{a1}^2$$

$\Phi_{ed,v}$: 연단거리 영향에 대한 전단강도 수정계수

$$C_{a2} \geq 1.5C_{a1} \quad , \quad \Phi_{ed,v} = 1.0 \quad \quad \quad C_{a2} < 1.5C_{a1} \quad , \quad \Phi_{ed,v} = 0.7 + 0.3 * C_{a2} / 1.5C_{a1}$$

$\Phi_{c,v}$: 사용하중을 받을 때 콘크리트에 균열이 발생하지 않는 위치의 강도 수정계수

$\Phi_{h,v}$: $h_a < 1.5C_{a1}$ 인 경우의 강도 수정계수, 단 $\Phi_{h,v}$ 는 1 이상이어야 한다.

V_b : 전단력을 받는 단일 앵커의 기본콘크리트 파괴강도 (kN)

$$V_b = 0.6(l_e/d_0)^{0.2} \sqrt{d_0} \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5}$$

C_{a1} : 앵커볼트 중심에서 하중작용 방향으로 콘크리트 표면까지의 수직거리(mm)

C_{a2} : 앵커볼트 중심에서 하중작용 방향직각방향으로 콘크리트 표면까지의 수직거리(mm)

h_a : 앵커가 정착되는 콘크리트 두께(mm)

② 교직방향

$$C_{a1} = 2,401 \text{ mm}$$

$$C_{a1}' = 2,401 \text{ mm}$$

$$C_{a2} = 556 \text{ mm}$$

$$C_{a2}' = 556 \text{ mm}$$

$$S_L = 450 \text{ mm}$$

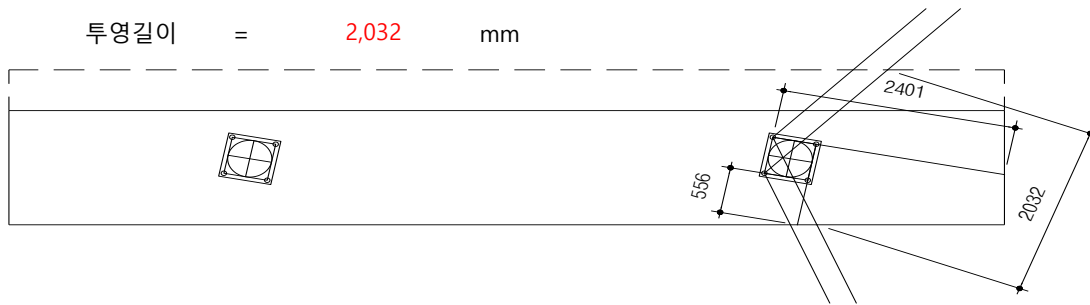
$$S_T = 450 \text{ mm}$$

$$h_{cop} = 4,211 \text{ mm}$$

$$1.5C_{a1} = 3,602 \text{ mm}$$

$$h_a = \min[h_{cop}, 1.5C_{a1}] = 3,602 \text{ mm}$$

$$\text{투영길이} = 2,032 \text{ mm}$$



- 콘크리트파괴 저항면적 산정 시 3면 이상이 가장자리의 영향을 받는지 여부 검토

$$1\text{면} \quad C_{a1} = 2,401 \text{ mm} < 1.5C_{a1} = 3,602 \text{ mm}$$

$$2\text{면} \quad C_{a2}' = 556 \text{ mm} < 1.5C_{a1} = 3,602 \text{ mm}$$

$$3\text{면} \quad h_{\text{cop}} = 4,211 \text{ mm} > 1.5C_{a1} = 3,602 \text{ mm}$$

- 연단거리 재산정 불필요

$$A_{vc} = 7,318,248 \text{ mm}^2$$

$$A_{vco} = 4.5C_{a1}^2 = 4.5 \times 2,401^2 = 25,941,605 \text{ mm}^2$$

$$\text{check } A_{vc} < n A_{vco} = 7,318,248 < 2 \times 25,941,605 = 51,883,209 \text{ mm}^2$$

$$\Phi_{ed,v} = 0.746$$

$$\Phi_{h,v} = 1.000$$

$$V_b = 0.6(l_e/d_a)^{0.2} \sqrt{d_a} \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5}$$

$$= 0.6 \frac{230^{0.2}}{75} \times \sqrt{75} \times \sqrt{24} \times 2,401^{1.5}$$

$$= 3,747.22 \text{ kN}$$

$$V_{b2} = 3.7 \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5} = 3.7 \times \sqrt{24} \times 2,401^{1.5} = 2,132.532 \text{ kN}$$

$$\therefore V_b = \text{MIN} [3,747.22, 2,132.532] = 2,132.532 \text{ kN}$$

$$l_e = \text{MIN}[h_{\text{efr}} 8d_a] = 230 \text{ mm}$$

$$V_{\text{cbg0}}^T = A_{vc} / A_{vco} * \Phi_{ed,v} * \Phi_{c,v} * \Phi_{h,v} * V_b$$

$$= \frac{7,318,248}{25,941,605} \times 0.746 \times 1.200 \times 1.000 \times 2,133 = 539 \text{ kN}$$

$$V_{\text{cbg}}^T = V_{\text{cbg0}}^T + 0.6N (\leq 1.6V_{\text{cbg0}}^T)$$

$$\therefore V_{\text{cbg}}^T = \text{min} [1,454.268, 862.043] = 862.043 \text{ kN}$$

2) 소요성능 : 앵커부 요구성능

$$\text{교직방향: } F_{AC,DT} = 850 \times 1 = 850 \text{ kN}$$

3) 평가

$$\text{교직방향} \quad \frac{V_{\text{cbgT}}}{F_{AC,DT}} = \frac{862}{850} = 1.014 > 1.0 \quad \text{OK}$$

(4) 콘크리트 프라이 아웃 파괴

받침에 고정하중에 의한 압축력이 작용하는 경우

콘크리트 프라이아웃 파괴는 발생하지 않으므로 검토하지 아니한다.

$$\text{받침부의 유효수직력 } 0.88D = 0.88 \times 1733.885 = 1525.8188 \text{ kN}$$

$$\text{교직방향: } 0.25V_{\text{pry,ec}}^T = 862 \times 0.25 = 215.51075 \text{ kN} \leq 0.88D$$

∴ 유효 수직력 0.88D가 $0.25V_{\text{pry,ec}}^L$ 이상이므로 프라이아웃 평가 불필요

(5) 받침부 평가 요약

구분		방향	보유성능	소요성능	평가	
받침부	본체	교직	1,040	850	1.223	OK
	앵커볼트	교직	1,459	850	1.716	OK
	콘크리트	교직	862	850	1.014	OK

(수평지진계수, $K_h = 0.5A \text{ Fa}$)

2) 지반조건

구 분		단 위	내 용	비 고
뒷채움재	단위중량 (γ_1)	kN/m ³	20.0	
	내부마찰각 (Φ_1)	°	35	
기초지반	단위중량 (γ_2)	kN/m ³	18.0	
	내부마찰각 (Φ_2)	°	30	
	N값	-	50	
	극한지지력(q_u)	kN/m ²	900	
수평지진계수	$K_h = 0.5 \times F_a \times S$	-	0.108	
교대	콘크리트 압축강도	Mpa	24	
	철근 항복강도	Mpa	300	
	단위중량	kN/m ³	25	

3) 교대 지점부 하중

구 분	SH1	SH2	SH3	SH4	SH5	SH6	SH7
반력(kN)	2184	1284					
구 분	SH8	SH9	SH10	SH11	SH12	SH13	SH14
반력(kN)							
구 분	SH15	SH16	SH17	SH18	SH19	SH20	SH21
반력(kN)							
구 분	SH22	SH23	SH24	SH25	SH26	SH27	SH28
반력(kN)							

4) 토압 산정

① 지진시 주동토압계수 산정 (Mononobe-Okabe)

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta + \beta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(i - \beta)}} \right]^2} = 0.300$$

ϕ : 뒷채움흙의 내부마찰각	=	35.00 °
β : 벽배면과 연직면이 이루는 각	=	0.00 °
δ : 벽배면과 흙 사이의 벽면 마찰각	=	0.00 °
i : 지표면과 수평면이 이루는 각	=	0.00 °
θ : $\tan^{-1} [K_h / (1 - K_v)]$	=	3.085 °

② 토압 산정

구 분		계 산 과 정	결 과
P_{AE}	안정검토시	$= 1/2 \times \gamma_1 \times H^2 \times K_{AE} \times L = 1/2 \times 20 \times 9.5 \times 0.3 \times 10.321$	2798.136631 kN
	단면검토시	$= 1/2 \times \gamma_1 \times H^2 \times K_{AE} \times L = 1/2 \times 20 \times 8.2 \times 0.3 \times 10.321$	2084.728056 kN

H(안정검토) = 9.500 m , 지진시 토압 작용높이 y = H/2 = 4.75 m

H(단면검토) = 1.300 m , 지진시 토압 작용높이 y = H/2 = 0.65 m

※ 안정검토시 H는 기초하면을 기준으로, 단면검토시 H는 기초 상면을 기준으로 한다

③ 뒷채움 지표면의 상재하중 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
P_I	$= q_1 \times B_{q1} = 103.21 \times 1.45$	149.6545 kN

q_1 = 뒷채움 지표면의 상재하중 = 103.2 kN/m

B_{q1} = 상재하중 분포길이 = 1.5 m

X = 상재하중 작용 위치 = 4.975 m

④ 상부구조에 의한 하중산정

구 분	계 산 과 정	결 과
R_u	$= R \div (1 / \sin(90-\Theta)) = 3468 \div (1 / \sin(90-11))$	3404 kN/m

R = 교대상부 고정하중에 의한 연직반력의 총 합 = 3468 kN

⑤ 고정단 하부구조에 작용하는 관성력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
F_M	$= F_1 + F_2$	520.812 kN/m

f_s = 마찰계수 = 0.15

K_h = 설계 수평지진계수 = 0.108

F_1 = $R_u \times f_s \times K_h \times \cos(90-\Theta)$ = 10.212 kN

F_2 = $R_u \times f_s \times K_h \times \sin(90-\Theta)$ = 510.600 kN

7.2 교대 A1 검토

1) 지진시 작용하중 하중조합

구분	수직력 V	수평력 H	작용거리(m)		모멘트 (kN·m)	
	(kN)	(kN)	X	Y	M _V	M _H
교대구체	6656.477	717.568	-	-	17918.071	2742.578
뒷채움제	2719.016	293.110	-	-	8749.938	1774.917
배면토압	-	2798.137	-	4.750	-	13291.149
연직반력	3404.000	733.902	0.975	6.809	3318.900	4997.141
관성력	-	520.812	-	6.409	-	3337.884
하중조합	12779.493	5063.529	-	-	29986.909	26143.670

$$\begin{aligned}
 e \text{ (편심거리)} &= B / 2 - (M_V - M_H) / V \\
 &= 5.700 / 2 - (29986.909 - 26143.670) / 12779.493 \\
 &= 2.549 \text{ m} \\
 M &= V \times e = 12779.493 \times 2.549 = 32578.316 \text{ kN·m}
 \end{aligned}$$

2) 말뚝 제원

말뚝종류	직경(mm)	두께(mm)	부식(mm)	길이(m)
강관말뚝	508.0	12.0	2	10.600

3) 안정성 검토

(a) 말뚝의 허용연직지지력 산정

① 말뚝의 허용연직압축지지력(Ra)

구분	계산과정	결과
Ra	$\gamma/n \times R_u$	1808 kN

Ra : 말뚝의 허용연직압축지지력

γ : 극한지지력 추정법의 상위에 의한 안전율의 보정계수 ($\gamma = 1.0$)

n : 안전율 (지지말뚝의 경우 지진시 ; $n = 2$)

Ru : 지반조건에 따라 결정되는 말뚝의 극한지지력

$$R_u = q_d + U \times \sum (l_i \cdot f_i) = 3616 \text{ kN}$$

qd : 말뚝 선단 지반의 극한지지력

$$q_d = \alpha \times q_u \times A = 2027 \text{ kN}$$

α : 감소계수는 0.2~0.5의 값을 가지며 평균값 0.35의 값을 적용

$$q_u : \text{말뚝 선단 지반의 일축압축강도} = 10000 \text{ kN/m}^2$$

A : 말뚝의 선단면적

$$A = \pi \times D^2 = 0.203 \text{ m}^2$$

U : 말뚝의 둘레길이 = 1.596 m

li : 주면마찰력을 고려하는 층의 두께

fi : 주면마찰력을 고려하는 층의 최대 주면마찰력

지 층	li (m)	N	fi (kN/m ²)	li·fi (kN/m)
사질토	2.0	50	100	200.00
자갈층	4.0	42	84	336.00
풍화토	4.6	50	100	460.00
$\sum(li \cdot fi) =$				996.00

② 말뚝의 허용연직인발지지력(Pa)

구 분	계 산 과 정	결 과
Pa	$1/n \times P_u + W$	584 kN

Pa : 말뚝의 허용연직인발지지력

n : 안전율 (지진시 ; n = 3)

Pu : 말뚝의 극한인발력

$$P_u = U \times \sum(li \cdot fi) = 1590 \text{ kN}$$

W : 말뚝의 유효중량

$$= 54 \text{ kN}$$

(b) 말뚝의 스프링정수 산정

① 말뚝의 축방향 스프링정수(Kv)

구 분	계 산 과 정	결 과
Kv	$a \times A_p \times E_p / L$	175350 kN/m

	$a = 0.010 \times (L/D) + 0.36$	=	0.570	
do	: 부식을 고려한 지름	=	504	mm
Ap	: 말뚝의 순단면적	=	15519	mm ²
Ep	: 말뚝의 탄성계수	=	210000	N/mm ²
L	: 말뚝 길이	=	10600	mm

② 말뚝의 축직각방향 스프링정수(KH : K1, K2, K3, K4)

구 분	계 산 과 정	결 과
K1	$4EI\beta^3$	94063 kN/m
K2	$2EI\beta^2$	76058 kN/rad
K3	$2EI\beta^2$	76058 kN·m/m
K4	$2EI\beta$	123001 kN·m/rad

β	$= \sqrt[4]{[(kh \times D)/(4 \times E_p \times I_p)]}$	=	0.6184	m ⁻¹
kh	$= kh_0 \times (BH/0.3)^{-3/4}$	=	114497	kN/m ³
kh0	$= 1/0.3 \times \alpha \times E_o$	(지진시 $\alpha=2$) =	280000	kN/m ³
Eo	$= 2800 \times N$	(1/β 깊이에서의 N치) =	42000	kN/m ²
BH	$= \sqrt{(D/\beta)}$	(β상시 적용) =	0.9884	m
β상시	$= \sqrt[29]{[(\alpha \times E_o)^8 \times D^5]/(0.3^2 \times 2^{16} \times (E_p \times I_p)^8)}$	=	0.5200	m ⁻¹
Ep	: 말뚝의 탄성계수	=	210000	N/mm ²
Ip	: 말뚝의 단면 2차 모멘트	=	0.000474	m ⁴

(c) 기초의 두께 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
β·λ	0.288 < 1.000	강제취급

β	$= \sqrt[4]{(3 \times k)/(E \times h^3)}$	=	0.186	m ⁻¹
k	$= K_p = K_v \times (m \times n)/(B \times L)$	=	11923	kN/m ³
E	$= 8,500 \sqrt[3]{f_{cu}}$	=	13613	Mpa
λ	$= \text{Max}[l, b]$	=	1.550	m
h	= 직접기초의 두께	=	1.300	m

(d) 말뚝머리의 안정성 검토

① 무리말뚝 원점의 변위량($\delta_x, \delta_y, \alpha$) 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	$A_{xx} \times \delta_x + A_{xy} \times \delta_y - A_{x\alpha} \times \alpha = V$	$\delta_x = 0.003927 \text{ m}$
	$A_{yx} \times \delta_x + A_{yy} \times \delta_y - A_{y\alpha} \times \alpha = H_{\text{교축}}$	$\delta_y = 0.002603 \text{ m}$
	$A_{\alpha x} \times \delta_x + A_{\alpha y} \times \delta_y - A_{\alpha\alpha} \times \alpha = M_{\text{교축}}$	$\alpha = 0.002479 \text{ rad}$
일반식	$\begin{bmatrix} \delta_x \\ \delta_y \\ \alpha \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} A_{xx} & A_{xy} & A_{xa} \\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya} \\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa} \end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix} H_o \\ V_o \\ M_o \end{bmatrix}$	

※ 3원 연립방정식의 각 계수는 아래의 식을 따른다.(교축, 교축직각방향)

i) 교축방향

구 분	계 산 과 정	결 과
A_{xx}	$\sum (K_1 \cos^2 \theta_i + K_v \sin^2 \theta_i)$	2633755
A_{xy}, A_{yx}	$\sum (K_v - K_1) \sin \theta_i \cos \theta_i$	0
$A_{x\alpha}, A_{\alpha x}$	$\sum \{(K_v - K_1)x_i \sin \theta_i \cos \theta_i - K_2 \cos \theta_i\}$	-2129637
A_{yy}	$\sum (K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)$	4909813
$A_{y\alpha}, A_{\alpha y}$	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i + K_2 \sin \theta_i\}$	0
$A_{\alpha\alpha}$	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i^2 + (K_2 + K_3)x_i \sin \theta_i + K_4\}$	16516398

구 분	n	xi	A_{xx}	A_{xy}, A_{yx}	$A_{x\alpha}, A_{\alpha x}$	A_{yy}	$A_{y\alpha}, A_{\alpha y}$	$A_{\alpha\alpha}$
1열	7	2.200	658439	0	-532409	1227453	0	6801879
2열	7	0.900	658439	0	-532409	1227453	0	1855242
3열	7	-0.400	658439	0	-532409	1227453	0	1057398
4열	7	-2.200	658439	0	-532409	1227453	0	6801879

② 말뚝머리의 변위량 및 반력 산정

i) 교축방향

구 분	δ_{xi}	δ_{yi}	P_{Ni}	P_{Hi}	M_{ti}
1열	0.003927	0.008056	1412.668	180.840	6.222
2열	0.003927	0.004834	847.607	180.840	6.222
3열	0.003927	0.001611	282.545	180.840	6.222
4열	0.003927	-0.002851	-499.847	180.840	6.222

여기서, $\delta_{xi} = \delta_x \times \cos\theta_i - (\delta_y + \alpha \times x_i) \times \sin\theta_i$

$\delta_{yi} = \delta_x \times \sin\theta_i + (\delta_y + \alpha \times x_i) \times \cos\theta_i$

$P_{Ni} = K_v \times \delta_{yi}$

$P_{Hi} = K_1 \times \delta_{xi} - K_2 \times \alpha$

$M_{ti} = -K_3 \times \delta_{xi} + K_4 \times \alpha$

③ 말뚝머리의 변위량과 지지력에 대한 안정성 검토

구 분		보유성능	소요성능	S.F	판정
교축	수평변위(mm)	15.000	3.927	3.820	O.K
	연직압축지지력(kN)	1808	1413	1.280	O.K
	연직인발지지력(kN)	584	500	1.167	O.K

※ 말뚝의 허용 변위량은 0.01D로 산정하지만 말뚝의 직경이 1,500mm 이하인

경우에는 $\delta_a = 15\text{mm}$ 를 사용한다.

(e) 말뚝본체의 안정성 검토

i) 교축방향

① 말뚝의 변위 및 부재력

구 분	깊이 x(m)	변위 y(mm)	모멘트, M(kN·m)		전단력 S(kN)
			말뚝머리 고정	말뚝머리 힌지	
1	0.000	3.763295	6.222	0.000	-180.840
2	1.060	1.574892	-88.021	-92.552	-19.641
3	2.120	0.281996	-74.138	-76.190	32.581
4	3.180	-0.192404	-37.303	-37.771	32.116
5	4.240	-0.234408	-10.723	-10.555	17.655
6	5.300	-0.141102	1.228	1.493	5.877
7	6.360	-0.052967	3.902	4.074	0.078
8	7.420	-0.005566	2.881	2.952	-1.520
9	8.480	0.009696	1.320	1.332	-1.272
10	9.540	0.009483	0.310	0.300	-0.638
11	10.600	0.005192	-0.101	-0.112	-0.182

$$y = (P_{Hi}/2EI\beta^3) \times e^{-\beta x} \times [(1 + \beta \times h_0) \times \cos(\beta x) - \beta \times h_0 \times \sin(\beta x)]$$

$$M_{\text{고정}} = -(P_{Hi}/\beta) \times e^{-\beta x} \times [\beta \times h_0 \times \cos(\beta x) + (1 + \beta \times h_0) \times \sin(\beta x)]$$

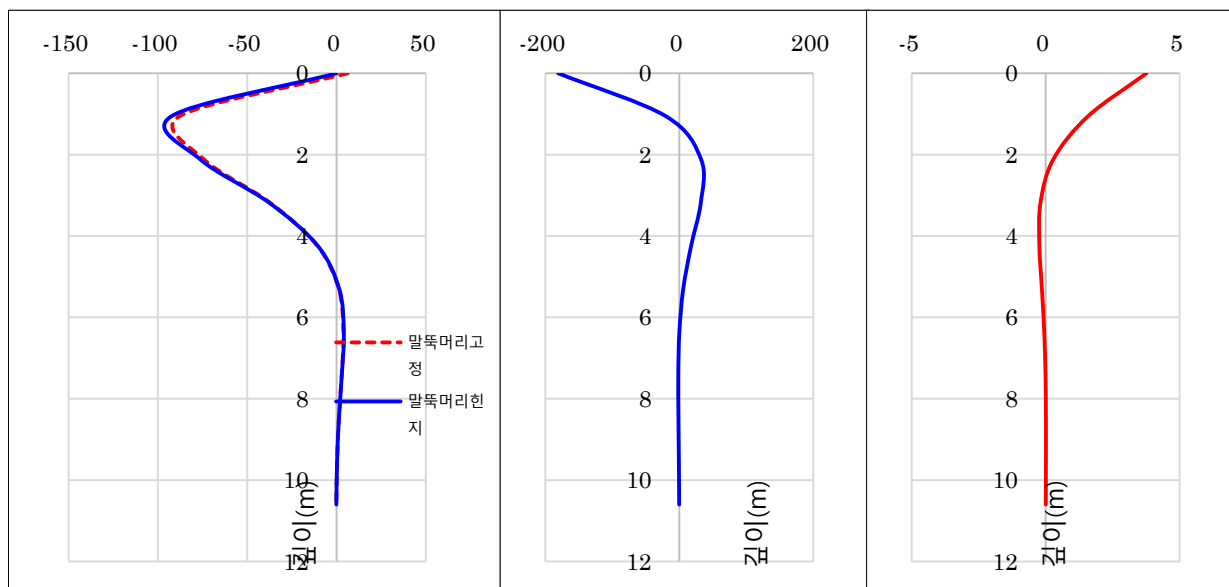
$$M_{\text{힌지}} = -(P_{Hi}/\beta) \times e^{-\beta x} \times \sin(\beta x)$$

$$S = -P_{Hi} \times e^{-\beta x} \times [\cos(\beta x) - (1 + 2 \times \beta \times h_0) \times \sin(\beta x)]$$

$$P_{Hi} = 180.840 \quad \text{kN}$$

$$\beta = 0.618 \quad \text{m}^{-1}$$

$$h_0 = M_{ti} / P_{Hi} = -34.407 \quad \text{mm}$$



< 모멘트선도 >

< 전단력선도 >

< 변위선도 >

② 말뚝의 응력 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
말뚝머리 고정	$l_{mf} = 1/\beta \times \tan^{-1}[1/(1+2 \times \beta \times h_o)]$	1305 mm
	$M_{mf} = -(P_{Hi}/2\beta) \times \sqrt{[(1+2 \times \beta \times h_o)^2 + 1]} \times e^{-\beta \times l_{mf}}$	-90.317 kN·m
말뚝머리 힌지	$l_{mh} = \pi/(4 \times \beta)$	1270 mm
	$M_{mh} = -0.3224 \times (P_{Hi}/\beta)$	-94.287 kN·m
최대 부재력	$M_{max} = \max[M_{고정} , M_{힌지} , M_{mf} , M_{mh}]$	94.287 kN·m
	$S_{max} = S $	180.840 kN
말뚝 응력 검토	$f_t = 40.459 \leq 210.000$	O.K
	$f_c = 141.592 \leq 210.000$	O.K
	$f_s = 11.652 \leq 120.000$	O.K

여기서, l_{mf}, l_{mh} : 지중부 최대 모멘트의 작용 깊이

M_{mf}, M_{mh} : 지중부 최대 모멘트의 크기

f_t : 말뚝의 최대 인장응력

$$f_t = P_{Ni}/A_p - M_{max} \times (D/2I)$$

f_{ta} : 말뚝의 허용 휨인장응력 = 210.000 Mpa

f_c : 말뚝의 최대 압축응력

$$f_c = P_{Ni}/A_p + M_{max} \times (D/2I)$$

f_{ca} : 말뚝의 허용 휨압축응력 = 210.000 Mpa

f_s : 말뚝의 최대 전단응력

$$f_s = S_{max}/A_p$$

f_{sa} : 말뚝의 허용 휨전단응력 = 120.000 Mpa

μ_1 : 이음에 의한 허용응력 감소율

$$\mu_1 = 0.05 \times \text{이음개수} = 0.000$$

μ_2 : 세장비 의한 허용응력 감소율

$$\mu_2 = \text{MAX} (L/d - n, 0) = 0.000$$

$$\mu = \mu_1 + \mu_2 = 0.000$$

2) 단면 평가

(a) 벽체의 단면검토

① 단면력 산정

구분	수평력 (kN)	전단력 (kN)	작용거리 (Y,m)	모멘트 (kN·m)
배면토압	2084.728	2084.728	0.650	1355.073
교대구체	717.568 kN	717.568	2.709	1943.711
관성력	520.812	520.812	0	0.000
단면력		3323.108		3298.784

여기서, 지진시 하중계수 : $\Phi = 1.0$

교대구체 수평력, H_i = 교대 기초부를 제외한 수평력 = 717.568 kN

$$M_o = \sum_{i=2}^6 ((H_i \times (Y_i - \text{교대기초}))) = 1943.711 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$Y = M_o / H_o = 2.709\text{m}$$

② 단면력 검토

구분	계산과정	결과
휨	$\Phi M_n = 17788 \geq 3299$	O.K
전단	$\Phi V_n = 9691 \geq 3323$	O.K

$$\Phi M_n = \Phi \times A_s \times f_y \times (d - a/2)$$

$$\Phi V_n = \Phi V_c + \Phi V_s \quad (\Phi V_c \geq V_s \text{ 이므로, 전단철근 } \Phi V_s \text{ 미고려})$$

$$f_{ck} = 24 \text{ Mpa} \quad f_y = 300 \text{ Mpa}$$

$$b = 10321 \text{ mm} \quad d = 1150 \text{ mm}$$

$$\Phi_f = 1.000 \quad \Phi_v = 1.000$$

- 휨 검토 1단 : D 29 - 83 ea

$$A_s = 53319 \text{ mm}^2$$

$$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 76.0 \text{ mm}$$

- 전단 검토

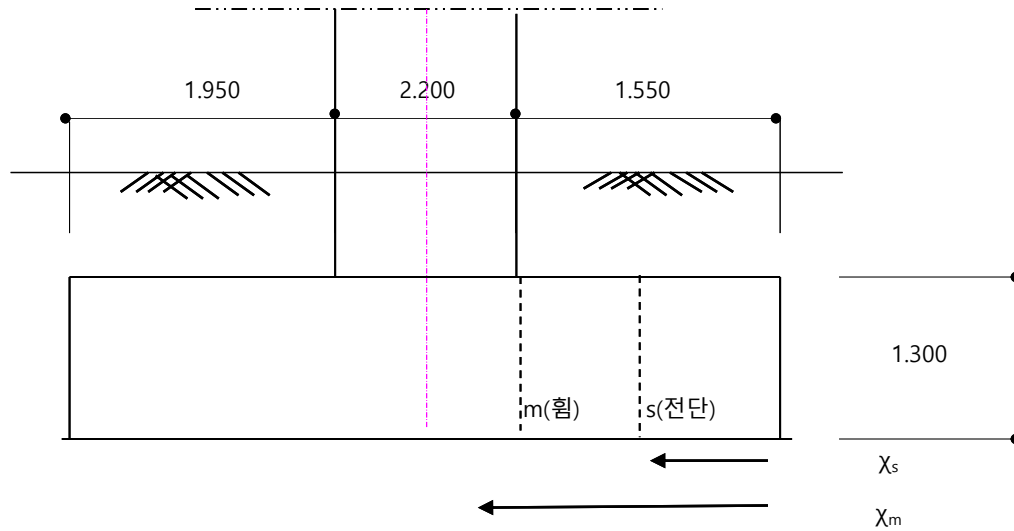
$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 9691 \text{ kN}$$

(b) 압급의 단면검토

① 위험단면 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\chi_m =$	1.550 m
전단	$\chi_s = 1.550 - 1.150/2$	0.975 m

② 위험단면 산정



③ 말뚝의 반력

구 분	계 산 과 정			결 과
	P_{Ni}	$\times$	n	
R1	1412.668	$\times$	7	9889 kN
R2		$\times$		
R3		$\times$		
R4		$\times$		
R5		$\times$		

④ 단면력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
기초자중에 의한 단면력	$M_{기초} = H \times a \times \gamma_c \times a/2$	468 kN·m
	$V_{기초} = H \times b \times \gamma_c$	605 kN
말뚝에 의한 단 면력	$M_{말뚝} = R1 \times 0.900$	8900 kN·m
	$V_{말뚝} = R1$	9889 kN
기초의 단면력	$M_U = M_{말뚝} - M_{기초}$	8431 kN·m
	$V_U = V_{말뚝} - V_{기초}$	9284 kN

⑤ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\Phi M_n = 10864 \geq 8431$	O.K
전단	$\Phi V_n = 9691 \geq 9284$	O.K

$$\Phi M_n = \Phi \times A_s \times f_y \times (d - a/2)$$

$$\Phi V_n = \Phi V_c + \Phi V_s \quad (\Phi V_c \geq V_s \text{ 이므로, 전단철근 } \Phi V_s \text{ 미고려})$$

$$f_{ck} = 24 \text{ Mpa} \quad f_y = 300 \text{ Mpa}$$

$$b = 10321 \text{ mm} \quad d = 1150 \text{ mm}$$

$$\Phi_f = 1.000 \quad \Phi_v = 1.000$$

$$\text{- 휨 검토} \quad 1 \text{단 : } D \quad 22 \quad - \quad 83 \quad \text{ea}$$

$$A_s = 32129 \text{ mm}^2$$

$$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 45.8 \text{ mm}$$

$$\text{- 전단 검토}$$

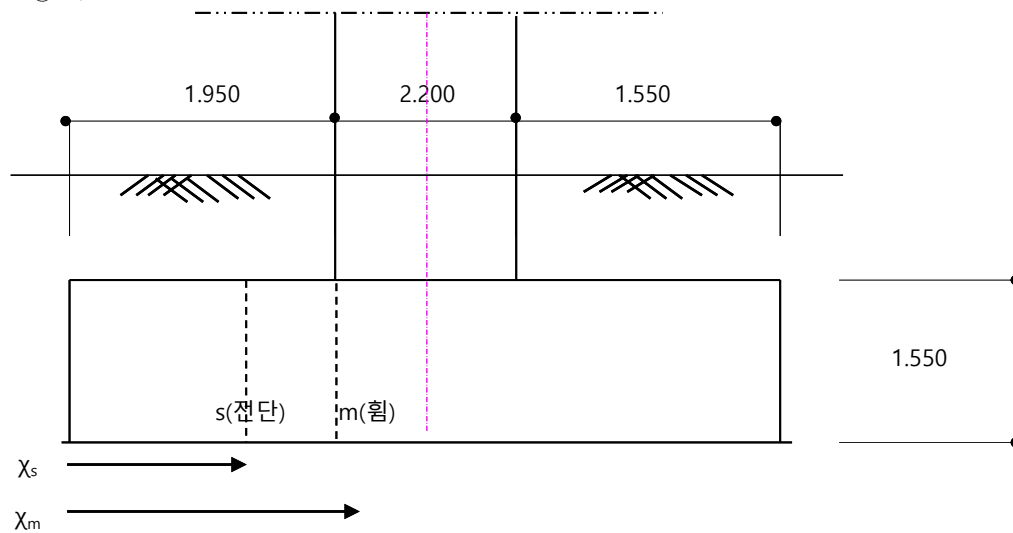
$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 9691 \text{ kN}$$

(C) 뒷굽의 단면검토

① 위험단면 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
힘	$\chi_m =$	1.950 m
전단	$\chi_s = 1.950 - 1.150/2$	1.375 m

② 위험단면 산정



③ 말뚝의 반력

구 분	계 산 과 정			결 과
	P_{Ni}	$\times$	n	
R1	1412.668	$\times$	7	9889 kN
R2		$\times$		
R3		$\times$		
R4		$\times$		
R5		$\times$		

H_{wall} :	기초 상면의 뒷채움 높이	=	8.200	m
$\sum V_i$:	뒷채움 연직하중	=	2719.016	kN
$X_{\text{뒷채움}}$		=	1.450	m
P_l :	지표면의 상재하중	=	149.655	kN
$X_{\text{상재}}$:	상재하중 작용위치	=	4.975	m

④ 단면력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
기초자중에 의한 단면력	$M_{기초} = H \times a \times \gamma_c \times a/2$	703 kN·m
	$V_{기초} = H \times b \times \gamma_c$	907 kN
뒷채움재에 의한 단면력	$M_{뒷채움} = \sum V_i \times (X_{뒷채움} - (B-a))$	-6254 kN·m
	$V_{뒷채움} = H_{wall} \times b \times \gamma_t$	3383 kN
상재하중에 의한 단면력	$M_{상재} = P_l \times (X_{상재} - (B-a))$	183 kN·m
	$V_{상재} = q_l \times b$	206 kN
말뚝에 의한 단면력	$M_{말뚝} = R_1 \times 1.300$	0 kN·m
	$V_{말뚝} = R_1$	9889 kN
계수 단면력	$M_U = M_{말뚝} - M_{뒷채움} - M_{기초} - M_{상재}$	5368 kN·m
	$V_U = V_{말뚝} - V_{뒷채움} - V_{기초} - M_{상재}$	5394 kN

⑤ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\Phi M_n = 10864 \geq 5368$	O.K
전단	$\Phi V_n = 9691 \geq 5394$	O.K

$$\Phi M_n = \Phi \times A_s \times f_y \times (d-a/2)$$

$$\Phi V_n = \Phi V_c + \Phi V_s \quad (\Phi V_c \geq V_s \text{ 이므로, 전단철근 } \Phi V_s \text{ 미고려})$$

$$f_{ck} = 24 \text{ Mpa} \quad f_y = 300 \text{ Mpa}$$

$$b = 10321 \text{ mm} \quad d = 1150 \text{ mm}$$

$$\Phi_f = 1.000 \quad \Phi_v = 1.000$$

- 휨 검토 1단 : D 22 - 83 ea

$$A_s = 32129 \text{ mm}^2$$

$$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 45.8 \text{ mm}$$

- 전단 검토

$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 9691 \text{ kN}$$

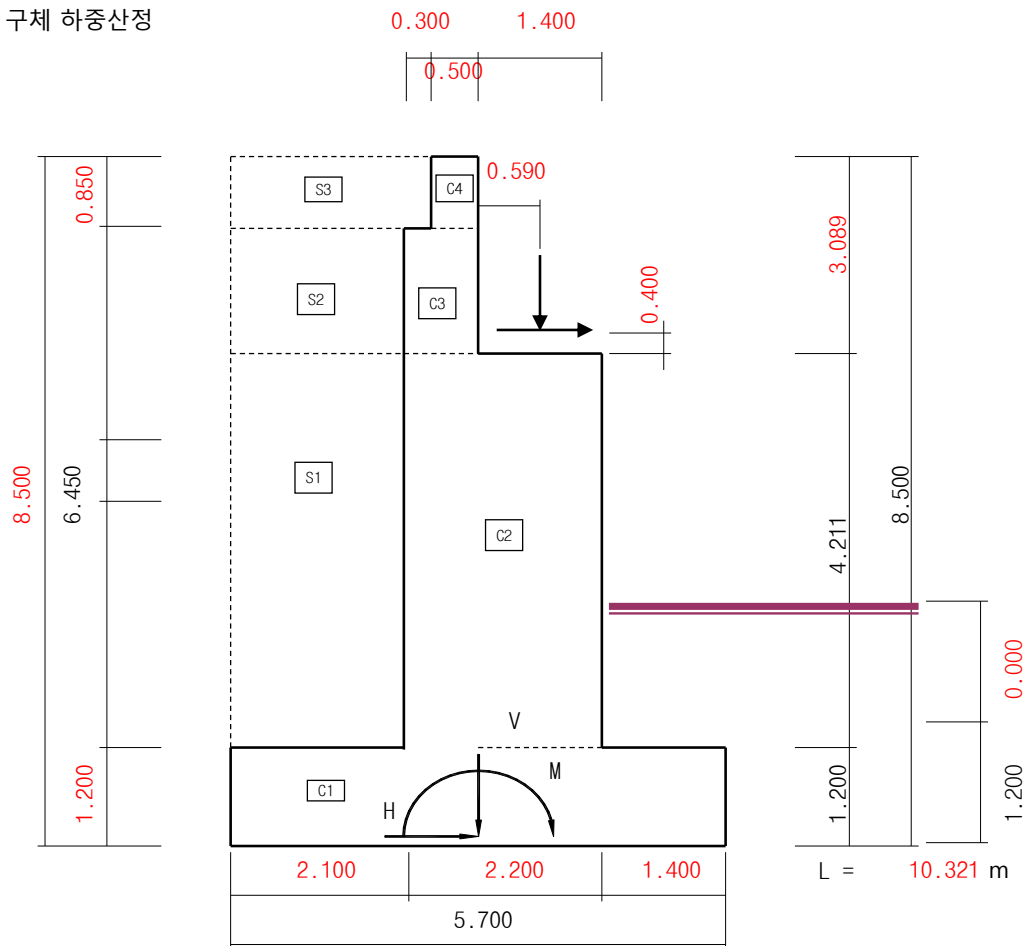
3) 결과 요약

구 분			보유성능	소요성능	S.F	판정
안정성 검토	수평변위		15.000	3.927	3.820	O.K
	연직 압축지지력		1808	1413	1.280	O.K
	연직 인발지지력		584	500	1.167	O.K
말뚝응력 검토	힘인장응력		210.000	40.459	5.190	O.K
	힘압축응력		210.000	141.592	1.483	O.K
	힘전단응력		120.000	11.652	10.298	O.K
단면검토	벽체	힘	17788	3299	5.392	O.K
		전단	9691	3323	2.916	O.K
	압굽	힘	10864	8431	1.289	O.K
		전단	9691	9284	1.044	O.K
	뒷굽	힘	10864	5368	2.024	O.K
		전단	9691	5394	1.797	O.K

7. 기초부 평가

7.3 교대 A2 하중산정

1) 교대 구체 하중산정



구분		체적	단위중량	수직력	수평지진계수	수평력	팔길이		모멘트	
		A	γ	W	K_h	H	x	y	Mx	My
구체	C1	70.596	25.00	1764.891	0.108	190.26	2.850	0.600	5029.939	114.153
	C2	146.455	25.00	3661.375	0.108	394.696	2.500	4.425	9153.437	1746.531
	C3	18.487	25.00	462.174	0.108	49.822	2.050	4.292	947.457	213.813
	C4	4.386	25.00	109.661	0.108	11.821	3.450	8.075	378.329	95.458
	소계	239.924		5998.101		646.595			15509.163	2169.955
뒷채움	S1	72.847	20.00	1456.933	0.108	157.057	2.450	4.425	3569.486	694.979
	S2	48.528	20.00	970.566	0.108	104.627	4.650	7.650	4513.133	800.397
	S3	5.527	20.00	110.538	0.108	11.916	1.400	1.200	154.753	14.299
	소계	126.902		2538.037		273.600			8237.372	1509.675
총 계				8536.138		920.195			23746.535	3679.630

※ 수평력(지진시 관성력) $H = K_h \times V_i$ (수평지진계수, $K_h = 0.5A Fa$)

2) 지반조건

구 분		단 위	내 용	비 고
뒷채움재	단위중량 (γ_1)	kN/m ³	20.0	
	내부마찰각 (Φ_1)	°	35	
기초지반	단위중량 (γ_2)	kN/m ³	18.0	
	내부마찰각 (Φ_2)	°	30	
	N값	-	50	
	극한지지력(q_u)	kN/m ²	900	
수평지진계수	$K_h = 0.5 \times F_a \times S$	-	0.108	
교대	콘크리트 압축강도	Mpa	24	
	철근 항복강도	Mpa	300	
	단위중량	kN/m ³	25	

3) 교대 지점부 하중

구 분	SH1	SH2	SH3	SH4	SH5	SH6	SH7
반력(kN)	1517	1951					
구 분	SH8	SH9	SH10	SH11	SH12	SH13	SH14
반력(kN)							
구 분	SH15	SH16	SH17	SH18	SH19	SH20	SH21
반력(kN)							
구 분	SH22	SH23	SH24	SH25	SH26	SH27	SH28
반력(kN)							

4) 토압 산정

① 지진시 주동토압계수 산정 (Mononobe-Okabe)

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta + \beta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(i - \beta)}} \right]^2} = 0.300$$

ϕ : 뒷채움흙의 내부마찰각	=	35.00 °
β : 벽배면과 연직면이 이루는 각	=	0.00 °
δ : 벽배면과 흙 사이의 벽면 마찰각	=	0.00 °
i : 지표면과 수평면이 이루는 각	=	0.00 °
θ : $\tan^{-1} [K_h / (1 - K_v)]$	=	3.085 °

② 토압 산정

구 분		계 산 과 정	결 과
P_{AE}	안정검토시	$= 1/2 \times \gamma_1 \times H^2 \times K_{AE} \times L = 1/2 \times 20 \times 8.5 \times 0.3 \times 10.321$	2240.059519 kN
	단면검토시	$= 1/2 \times \gamma_1 \times H^2 \times K_{AE} \times L = 1/2 \times 20 \times 7.3 \times 0.3 \times 10.321$	1652.218294 kN

H(안정검토) = 8.500 m , 지진시 토압 작용높이 y = H/2 = 4.25 m

H(단면검토) = 1.200 m , 지진시 토압 작용높이 y = H/2 = 0.6 m

※ 안정검토시 H는 기초하면을 기준으로, 단면검토시 H는 기초 상면을 기준으로 한다

③ 뒷채움 지표면의 상재하중 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
P_I	$= q_1 \times B_{q1} = 103.21 \times 1.6$	165.136 kN

q_1 = 뒷채움 지표면의 상재하중 = 103.21 kN/m

B_{q1} = 상재하중 분포길이 = 1.6 m

X = 상재하중 작용 위치 = 4.9 m

④ 상부구조에 의한 하중산정

구 분	계 산 과 정	결 과
R_u	$= R \div (1 / \sin(90-\Theta)) = 3468 \div (1 / \sin(90-0))$	3468 kN/m

R = 교대상부 고정하중에 의한 연직반력의 총 합 = 3468 kN

⑤ 가동단 하부구조에 작용하는 관성력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
F_M	$= F_1 + F_2$	56.07756 kN/m

f_s = 마찰계수 = 0.15

K_h = 설계 수평지진계수 = 0.108

F_1 = $R_u \times f_s \times K_h \times \cos(90-\Theta)$ = 0.000 kN

F_2 = $K_h \times R_u$ = 56.078 kN

7.4 교대 A2 검토

1) 지진시 작용하중 하중조합

구분	수직력 V	수평력 H	작용거리(m)		모멘트 (kN·m)	
	(kN)	(kN)	X	Y	M _V	M _H
교대구체	5998.101	646.595	-	-	15509.163	2169.955
뒷채움제	2538.037	273.600	-	-	8237.372	1509.675
배면토압	-	2240.060	-	4.250	-	9520.253
연직반력	3468.000	747.701	0.810	5.811	2809.080	4344.889
관성력	-	56.078	-	5.411	-	303.436
하중조합	12004.138	3964.033	-	-	26555.615	17848.208

$$\begin{aligned}
 e \text{ (편심거리)} &= B / 2 - (M_V - M_H) / V \\
 &= 5.700 / 2 - (26555.615 - 17848.208) / 12004.138 \\
 &= 2.125 \text{ m} \\
 M &= V \times e = 12004.138 \times 2.125 = 25504.386 \text{ kN·m}
 \end{aligned}$$

2) 말뚝 제원

말뚝종류	직경(mm)	두께(mm)	부식(mm)	길이(m)
강관말뚝	508.0	12.0	2	11.700

3) 안정성 검토

(a) 말뚝의 허용연직지지력 산정

① 말뚝의 허용연직압축지지력(Ra)

구분	계산과정	결과
Ra	$\gamma/n \times R_u$	1839 kN

Ra : 말뚝의 허용연직압축지지력

γ : 극한지지력 추정법의 상위에 의한 안전율의 보정계수 ($\gamma = 1.0$)

n : 안전율 (지지말뚝의 경우 지진시 ; n = 2)

Ru : 지반조건에 따라 결정되는 말뚝의 극한지지력

$$R_u = q_d + U \times \sum (l_i \cdot f_i) = 3677 \text{ kN}$$

qd : 말뚝 선단 지반의 극한지지력

$$q_d = \alpha \times q_u \times A = 2027 \text{ kN}$$

α : 감소계수는 0.2~0.5의 값을 가지며 평균값 0.35의 값을 적용

$$q_u : \text{말뚝 선단 지반의 일축압축강도} = 10000 \text{ kN/m}^2$$

A : 말뚝의 선단면적

$$A = \pi \times D^2 = 0.203 \text{ m}^2$$

U : 말뚝의 둘레길이 = 1.596 m

li : 주면마찰력을 고려하는 층의 두께

fi : 주면마찰력을 고려하는 층의 최대 주면마찰력

지 층	li (m)	N	fi (kN/m ²)	li·fi (kN/m)
사질토	3.0	50	100	300.00
자갈층	4.0	33	66	264.00
풍화토	4.7	50	100	470.00
$\sum(li \cdot fi) =$				1034.00

② 말뚝의 허용연직인발지지력(Pa)

구 분	계 산 과 정	결 과
Pa	$1/n \times P_u + W$	609 kN

Pa : 말뚝의 허용연직인발지지력

n : 안전율 (지진시 ; n = 3)

Pu : 말뚝의 극한인발력

$$P_u = U \times \sum(li \cdot fi) = 1650 \text{ kN}$$

W : 말뚝의 유효중량

$$= 59 \text{ kN}$$

(b) 말뚝의 스프링정수 산정

① 말뚝의 축방향 스프링정수(Kv)

구 분	계 산 과 정	결 과
Kv	$a \times A_p \times E_p / L$	164944 kN/m

	$a = 0.010 \times (L/D) + 0.36$	=	0.592	
do	: 부식을 고려한 지름	=	504	mm
Ap	: 말뚝의 순단면적	=	15519	mm ²
Ep	: 말뚝의 탄성계수	=	210000	N/mm ²
L	: 말뚝 길이	=	11700	mm

② 말뚝의 축직각방향 스프링정수(KH : K1, K2, K3, K4)

구 분	계 산 과 정	결 과
K1	$4EI\beta^3$	143554 kN/m
K2	$2EI\beta^2$	100820 kN/rad
K3	$2EI\beta^2$	100820 kN·m/m
K4	$2EI\beta$	141614 kN·m/rad

β	$= \sqrt[4]{[(kh \times D)/(4 \times E_p \times I_p)]}$	=	0.7119	m ⁻¹
kh	$= kh_0 \times (BH/0.3)^{-3/4}$	=	201183	kN/m ³
kh0	$= 1/0.3 \times \alpha \times E_o$	(지진시 $\alpha=2$) =	466667	kN/m ³
Eo	$= 2800 \times N$	(1/β 깊이에서의 N치) =	70000	kN/m ²
BH	$= \sqrt{(D/\beta)}$	(β상시 적용) =	0.9212	m
β상시	$= \sqrt[29]{[(\alpha \times E_o)^8 \times D^5]/(0.3^2 \times 2^{16} \times (E_p \times I_p)^8)}$	=	0.5987	m ⁻¹
Ep	: 말뚝의 탄성계수	=	210000	N/mm ²
Ip	: 말뚝의 단면 2차 모멘트	=	0.000474	m ⁴

(c) 기초의 두께 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
β·λ	0.253 < 1.000	강제취급

β	$= \sqrt[4]{(3 \times k)/(E \times h^3)}$	=	0.181	m ⁻¹
k	$= K_p = K_v \times (m \times n)/(B \times L)$	=	8411	kN/m ³
E	$= 8,500^3 \times f_{cu}$	=	13613	Mpa
λ	$= \text{Max}[l, b]$	=	1.400	m
h	= 직접기초의 두께	=	1.200	m

(d) 말뚝머리의 안정성 검토

① 무리말뚝 원점의 변위량(δ_x , δ_y , α) 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	$A_{xx} \times \delta_x + A_{xy} \times \delta_y - A_{x\alpha} \times \alpha = V$	$\delta_x = 0.002797 \text{ m}$
	$A_{yx} \times \delta_x + A_{yy} \times \delta_y - A_{y\alpha} \times \alpha = H_{\text{교축}}$	$\delta_y = 0.003466 \text{ m}$
	$A_{\alpha x} \times \delta_x + A_{\alpha y} \times \delta_y - A_{\alpha\alpha} \times \alpha = M_{\text{교축}}$	$\alpha = 0.002111 \text{ rad}$
일반식	$\begin{bmatrix} \delta_x \\ \delta_y \\ \alpha \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} A_{xx} & A_{xy} & A_{xa} \\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya} \\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa} \end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix} H_o \\ V_o \\ M_o \end{bmatrix}$	

※ 3원 연립방정식의 각 계수는 아래의 식을 따른다.(교축, 교축직각방향)

i) 교축방향

구 분	계 산 과 정	결 과
A_{xx}	$\sum (K_1 \cos^2 \theta_i + K_v \sin^2 \theta_i)$	3014641
A_{xy}, A_{yx}	$\sum (K_v - K_1) \sin \theta_i \cos \theta_i$	0
$A_{x\alpha}, A_{\alpha x}$	$\sum \{(K_v - K_1)x_i \sin \theta_i \cos \theta_i - K_2 \cos \theta_i\}$	-2117221
A_{yy}	$\sum (K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)$	3463826
$A_{y\alpha}, A_{\alpha y}$	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i + K_2 \sin \theta_i\}$	0
$A_{\alpha\alpha}$	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i^2 + (K_2 + K_3)x_i \sin \theta_i + K_4\}$	14889463

구 분	n	xi	A_{xx}	A_{xy}, A_{yx}	$A_{x\alpha}, A_{\alpha x}$	A_{yy}	$A_{y\alpha}, A_{\alpha y}$	$A_{\alpha\alpha}$
1열	7	2.200	1004880	0	-705740	1154609	0	6579606
2열	7	0.800	1004880	0	-705740	1154609	0	1730250
3열	7	-2.200	1004880	0	-705740	1154609	0	6579606

② 말뚝머리의 변위량 및 반력 산정

i) 교축방향

구 분	δ_{xi}	δ_{yi}	P_{Ni}	P_{Hi}	M_{ti}
1열	0.002797	0.008109	1337.542	188.763	16.880
2열	0.002797	0.005154	850.141	188.763	16.880
3열	0.002797	-0.001178	-194.291	188.763	16.880

여기서, $\delta_{xi} = \delta_x \times \cos\theta_i - (\delta_y + \alpha \times x_i) \times \sin\theta_i$

$\delta_{yi} = \delta_x \times \sin\theta_i + (\delta_y + \alpha \times x_i) \times \cos\theta_i$

$P_{Ni} = K_v \times \delta_{yi}$

$P_{Hi} = K_1 \times \delta_{xi} - K_2 \times \alpha$

$M_{ti} = -K_3 \times \delta_{xi} + K_4 \times \alpha$

③ 말뚝머리의 변위량과 지지력에 대한 안정성 검토

구 분		보유성능	소요성능	S.F	판정
교축	수평변위(mm)	15.000	2.797	5.362	O.K
	연직압축지지력(kN)	1839	1338	1.375	O.K
	연직인발지지력(kN)	609	194	3.136	O.K

※ 말뚝의 허용 변위량은 0.01D로 산정하지만 말뚝의 직경이 1,500mm 이하인

경우에는 $\delta_a = 15\text{mm}$ 를 사용한다.

(e) 말뚝본체의 안정성 검토

i) 교축방향

① 말뚝의 변위 및 부재력

구 분	깊이 x(m)	변위 y(mm)	모멘트, M(kN·m)		전단력 S(kN)
			말뚝머리 고정	말뚝머리 힌지	
1	0.000	2.462425	16.880	0.000	-188.763
2	1.170	0.774014	-74.927	-85.294	-2.214
3	2.340	-0.012706	-47.016	-49.889	34.384
4	3.510	-0.153733	-13.338	-13.059	20.530
5	4.680	-0.087519	1.085	1.791	5.509
6	5.850	-0.022133	3.156	3.516	-0.658
7	7.020	0.003597	1.641	1.718	-1.426
8	8.190	0.006287	0.363	0.340	-0.710
9	9.360	0.002998	-0.098	-0.126	-0.146
10	10.530	0.000565	-0.126	-0.138	0.049
11	11.700	-0.000236	-0.055	-0.057	0.056

$$y = (P_{Hi}/2EI\beta^3) \times e^{-\beta x} \times [(1 + \beta \times h_o) \times \cos(\beta x) - \beta \times h_o \times \sin(\beta x)]$$

$$M_{\text{고정}} = -(P_{Hi}/\beta) \times e^{-\beta x} \times [\beta \times h_o \times \cos(\beta x) + (1 + \beta \times h_o) \times \sin(\beta x)]$$

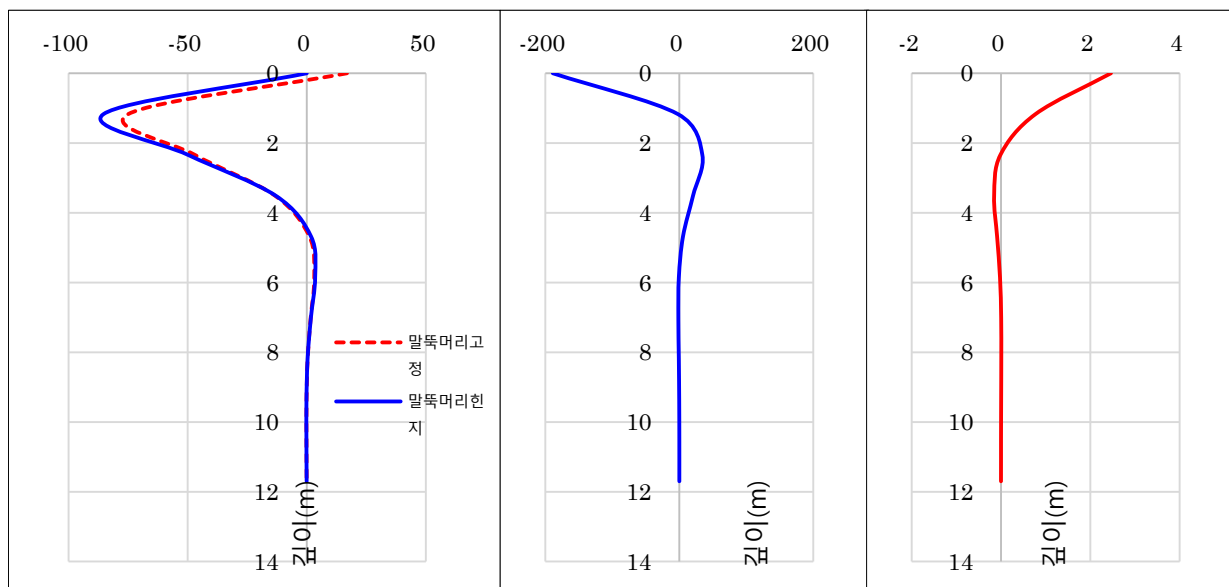
$$M_{\text{힌지}} = -(P_{Hi}/\beta) \times e^{-\beta x} \times \sin(\beta x)$$

$$S = -P_{Hi} \times e^{-\beta x} \times [\cos(\beta x) - (1 + 2 \times \beta \times h_o) \times \sin(\beta x)]$$

$$P_{Hi} = 188.763 \quad \text{kN}$$

$$\beta = 0.712 \quad \text{m}^{-1}$$

$$h_o = M_{ti} / P_{Hi} = -89.425 \quad \text{mm}$$



< 모멘트선도 >

< 전단력선도 >

< 변위선도 >

② 말뚝의 응력 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
말뚝머리 고정	$l_{mf} = 1/\beta \times \tan^{-1}[1/(1+2 \times \beta \times h_o)]$	1199 mm
	$M_{mf} = -(P_{Hi}/2\beta) \times \sqrt{[(1+2 \times \beta \times h_o)^2 + 1]} \times e^{-\beta \times l_{mf}}$	-74.958 kN·m
말뚝머리 힌지	$l_{mh} = \pi/(4 \times \beta)$	1103 mm
	$M_{mh} = -0.3224 \times (P_{Hi}/\beta)$	-85.482 kN·m
최대 부재력	$M_{max} = \max[M_{고정} , M_{힌지} , M_{mf} , M_{mh}]$	85.482 kN·m
	$S_{max} = S $	188.763 kN
말뚝 응력 검토	$f_t = 40.340 \leq 210.000$	O.K
	$f_c = 132.029 \leq 210.000$	O.K
	$f_s = 12.163 \leq 120.000$	O.K

여기서, l_{mf}, l_{mh} : 지중부 최대 모멘트의 작용 깊이

M_{mf}, M_{mh} : 지중부 최대 모멘트의 크기

f_t : 말뚝의 최대 인장응력

$$f_t = P_{Ni}/A_p - M_{max} \times (D/2I)$$

f_{ta} : 말뚝의 허용 휨인장응력 = 210.000 Mpa

f_c : 말뚝의 최대 압축응력

$$f_c = P_{Ni}/A_p + M_{max} \times (D/2I)$$

f_{ca} : 말뚝의 허용 휨압축응력 = 210.000 Mpa

f_s : 말뚝의 최대 전단응력

$$f_s = S_{max}/A_p$$

f_{sa} : 말뚝의 허용 휨전단응력 = 120.000 Mpa

μ_1 : 이음에 의한 허용응력 감소율

$$\mu_1 = 0.05 \times \text{이음개수} = 0.000$$

μ_2 : 세장비 의한 허용응력 감소율

$$\mu_2 = \text{MAX} (L/d - n, 0) = 0.000$$

$$\mu = \mu_1 + \mu_2 = 0.000$$

2) 단면 평가

(a) 벽체의 단면검토

① 단면력 산정

구분	수평력 (kN)	전단력 (kN)	작용거리 (Y,m)	모멘트 (kN·m)
배면토압	1652.218	1652.218	0.600	991.331
교대구체	646.595 kN	646.595	2.333	1508.193
관성력	56.078	56.078	0	0.000
단면력		2354.891		2499.524

여기서, 지진시 하중계수 : $\Phi = 1.0$

교대구체 수평력, H_i = 교대 기초부를 제외한 수평력 = 646.595 kN

$$M_o = \sum_{i=2}^6 ((H_i \times (Y_i - \text{교대기초}))) = 1508.193 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$Y = M_o / H_o = 2.333\text{m}$$

② 단면력 검토

구분	계산과정	결과
휨	$\Phi M_n = 7370 \geq 2500$	O.K
전단	$\Phi V_n = 8848 \geq 2355$	O.K

$$\Phi M_n = \Phi \times A_s \times f_y \times (d - a/2)$$

$$\Phi V_n = \Phi V_c + \Phi V_s \quad (\Phi V_c \geq V_s \text{ 이므로, 전단철근 } \Phi V_s \text{ 미고려})$$

$$f_{ck} = 24 \text{ Mpa} \quad f_y = 300 \text{ Mpa}$$

$$b = 10321 \text{ mm} \quad d = 1050 \text{ mm}$$

$$\Phi_f = 1.000 \quad \Phi_v = 1.000$$

- 휨 검토 1단 : D 19 - 83 ea

$$A_s = 23780 \text{ mm}^2$$

$$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 33.9 \text{ mm}$$

- 전단 검토

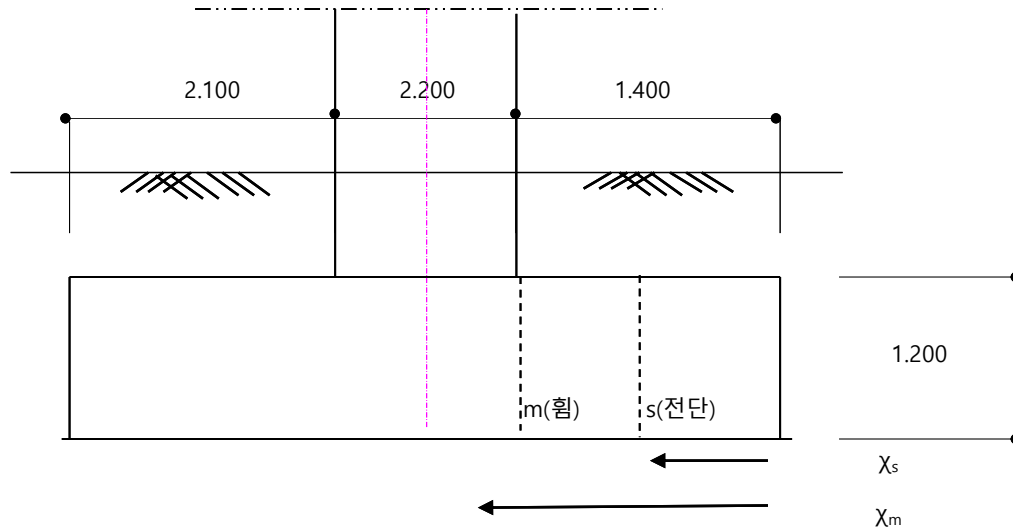
$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 8848 \text{ kN}$$

(b) 압굽의 단면검토

① 위험단면 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\chi_m =$	1.400 m
전단	$\chi_s = 1.400 - 1.050/2$	0.875 m

② 위험단면 산정



③ 말뚝의 반력

구 분	계 산 과 정			결 과
	P_{Ni}	$\times$	n	
R1	1337.542	$\times$	7	9363 kN
R2		$\times$		
R3		$\times$		
R4		$\times$		
R5		$\times$		

④ 단면력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
기초자중에 의한 단면력	$M_{기초} = H \times a \times \gamma_c \times a/2$	353 kN·m
	$V_{기초} = H \times b \times \gamma_c$	504 kN
말뚝에 의한 단 면력	$M_{말뚝} = R1 \times 0.750$	7022 kN·m
	$V_{말뚝} = R1$	9363 kN
기초의 단면력	$M_U = M_{말뚝} - M_{기초}$	6669 kN·m
	$V_U = V_{말뚝} - V_{기초}$	8859 kN

⑤ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\Phi M_n = 9900 \geq 6669$	O.K
전단	$\Phi V_n = 10225 \geq 8859$	O.K

$$\Phi M_n = \Phi \times A_s \times f_y \times (d - a/2)$$

$$\Phi V_n = \Phi V_c + \Phi V_s$$

$$f_{ck} = 24 \text{ Mpa} \quad f_y = 300 \text{ Mpa}$$

$$b = 10321 \text{ mm} \quad d = 1050 \text{ mm}$$

$$\Phi_f = 1.000 \quad \Phi_v = 1.000$$

- 휨 검토 1단 : D 22 - 83 ea

$$A_s = 32129 \text{ mm}^2$$

$$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 45.8 \text{ mm}$$

- 전단 검토 D 16 - 11 ea

$$A_v = 2185 \text{ mm}^2$$

$$s = 500 \text{ mm}$$

$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 8848 \text{ kN}$$

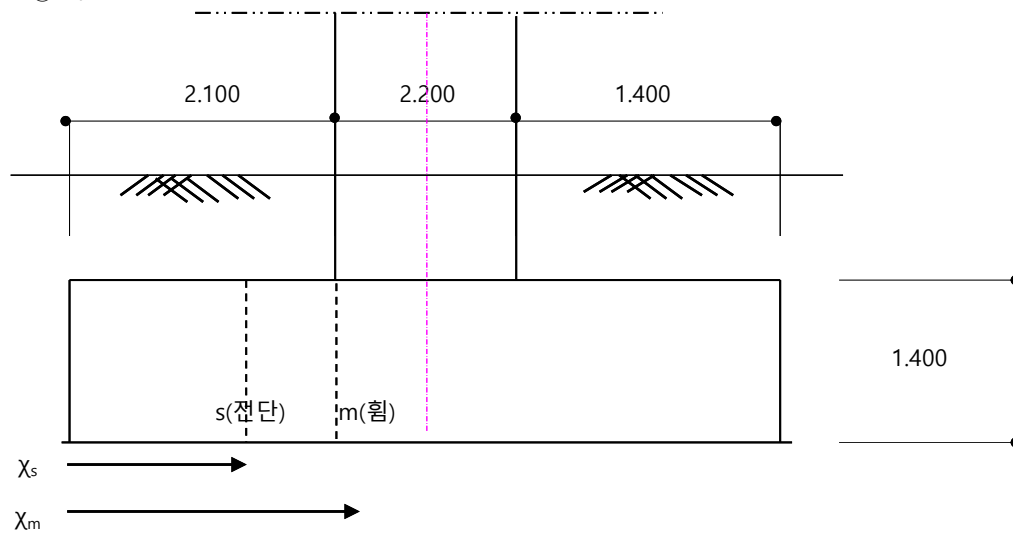
$$\Phi V_s = \Phi \times A_v \times f_y \times d / s = 1376 \text{ kN}$$

(C) 뒷굽의 단면검토

① 위험단면 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\chi_m =$	2.100 m
전단	$\chi_s = 2.100 - 1.050/2$	1.575 m

② 위험단면 산정



③ 말뚝의 반력

구 분	계 산 과 정			결 과
	P_{Ni}	$\times$	n	
R1	1337.542	$\times$	7	9363 kN
R2	850.141	$\times$	7	5951 kN
R3		$\times$		
R4		$\times$		
R5		$\times$		

H_{wall} :	기초 상면의 뒷채움 높이	=	7.300	m
$\sum V_i$:	뒷채움 연직하중	=	2538.037	kN
$X_{\text{뒷채움}}$		=	1.495	m
P_l :	지표면의 상재하중	=	165.136	kN
$X_{\text{상재}}$:	상재하중 작용위치	=	4.900	m

④ 단면력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
기초자중에 의한 단면력	$M_{기초} = H \times a \times \gamma_c \times a/2$	617 kN·m
	$V_{기초} = H \times b \times \gamma_c$	882 kN
뒷채움재에 의한 단면력	$M_{뒷채움} = \sum V_i \times (X_{뒷채움} - (B-a))$	-5343 kN·m
	$V_{뒷채움} = H_{wall} \times b \times \gamma_t$	3449 kN
상재하중에 의한 단면력	$M_{상재} = P_l \times (X_{상재} - (B-a))$	215 kN·m
	$V_{상재} = q_l \times b$	260 kN
말뚝에 의한 단면력	$M_{말뚝} = R_1 \times 1.450 + R_2 \times 0.050$	298 kN·m
	$V_{말뚝} = R_1$	9363 kN
계수 단면력	$M_U = M_{말뚝} - M_{뒷채움} - M_{기초} - M_{상재}$	4808 kN·m
	$V_U = V_{말뚝} - V_{뒷채움} - V_{기초} - M_{상재}$	4771 kN

⑤ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\Phi M_n = 7370 \geq 4808$	O.K
전단	$\Phi V_n = 8848 \geq 4771$	O.K

$$\Phi M_n = \Phi \times A_s \times f_y \times (d-a/2)$$

$$\Phi V_n = \Phi V_c + \Phi V_s \quad (\Phi V_c \geq V_s \text{ 이므로, 전단철근 } \Phi V_s \text{ 미고려})$$

$$f_{ck} = 24 \text{ Mpa} \quad f_y = 300 \text{ Mpa}$$

$$b = 10321 \text{ mm} \quad d = 1050 \text{ mm}$$

$$\Phi_f = 1.000 \quad \Phi_v = 1.000$$

- 휨 검토 1단 : D 19 - 83 ea

$$A_s = 23780 \text{ mm}^2$$

$$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 33.9 \text{ mm}$$

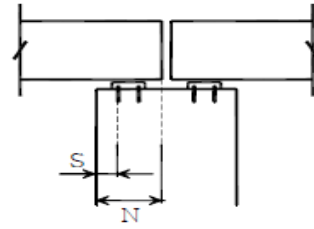
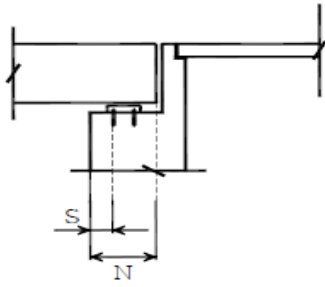
- 전단 검토

$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 8848 \text{ kN}$$

3) 결과 요약

구 분			보유성능	소요성능	S.F	판정
안정성 검토	수평변위		15.000	2.797	5.362	O.K
	연직 압축지지력		1839	1338	1.375	O.K
	연직 인발지지력		609	194	3.136	O.K
말뚝응력 검토	힘인장응력		210.000	40.340	5.206	O.K
	힘압축응력		210.000	132.029	1.591	O.K
	힘전단응력		120.000	12.163	9.866	O.K
단면검토	벽체	힘	7370	2500	2.948	O.K
		전단	8848	2355	3.757	O.K
	압굽	힘	9900	6669	1.484	O.K
		전단	10225	8859	1.154	O.K
	뒷굽	힘	7370	4808	1.533	O.K
		전단	8848	4771	1.854	O.K

8. 지지길이평가



8.1 교대 1

1) 보유성능 : 교각의 받침지지길이 N_C

- $N_C = 1340.00 \text{ mm}$

2) 소요성능 N_D

- $N_D = \text{MAX}[\text{응답변위}, N_{\min}] = \text{MAX}[1.38, 325.72] = 325.72 \text{ mm}$

- $N_{\min} = (200 + 1.67L + 6.66H) * (1 + 0.000125\theta^2) = 325.72 \text{ mm}$

- $L = 52.00 \text{ m}$ (연속경간장)

- $H = 5.109 \text{ m}$ (총 교각 유효높이 평균길이)

- $\theta = 11.0^\circ$ (사각)

3) 평가

- $\frac{N_C}{N_D} = \frac{1340}{326} = 4.110 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$

8.2 교대 2

1) 보유성능 : 교각의 받침지지길이 N_C

- $N_C = 1325.00 \text{ mm}$

2) 소요성능 N_D

- $N_D = \text{MAX}[\text{응답변위}, N_{\min}] = \text{MAX}[3.21, 319.65] = 319.65 \text{ mm}$

- $N_{\min} = (200 + 1.67L + 6.66H) * (1 + 0.000125\theta^2) = 319.65 \text{ mm}$

- $L = 52.00 \text{ m}$ (연속경간장)

- $H = 4.211 \text{ m}$ (총 교각 유효높이 평균길이)

- $\theta = 11.0^\circ$ (사각)

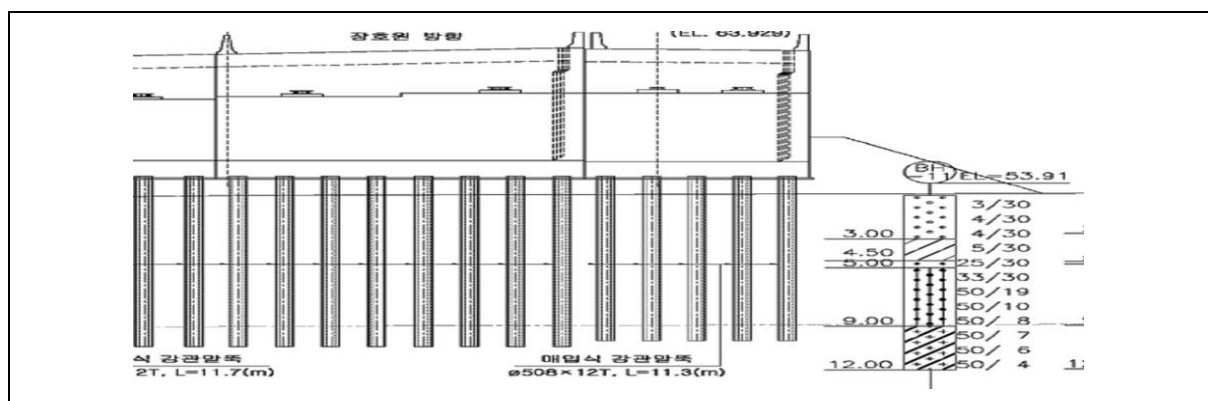
3) 평가

- $\frac{N_C}{N_D} = \frac{1325}{320} = 4.150 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$

교량명 : 응암2교

지반종류	지반종류의 호칭	분류기준	
		기반암 깊이, H(m)	토층평균전단파속도
S1	암반 지반	1 미만	-
S2	얕고 단단한 지반	1~20 이하	260 이상
S3	얕고 연약한 지반		260 미만
S4	깊고 단단한 지반	20 초과	180 이상
S5	깊고 연약한 지반		180 미만
S6		부지 고유의 특성평가 및 지반응답해석이 필요한 지반	

지 반 조 건 산 정							
종류	누계 (m)	깊이D(m)	N치	Vs (m/s)		D / Vs	
				Sun et al.(2013)	All Soil	Sun et al.(2013)	All Soil
사질토	1.0	1.0	3	116.4	102.6	0.0086	0.0097
사질토	2.0	1.0	4	127.6	115.4	0.0078	0.0087
사질토	3.0	1.0	4	127.6	115.4	0.0078	0.0087
사질토	4.0	1.0	5	137.0	126.4	0.0073	0.0079
사질토	5.0	1.0	25	229.0	243.3	0.0044	0.0041
사질토	6.0	1.0	33	250.2	272.4	0.0040	0.0037
사질토	7.0	1.0	79	330.5	388.5	0.0030	0.0026
사질토	8.0	1.0	150	405.5	504.5	0.0025	0.0020
사질토	9.0	1.0	188	435.5	552.4	0.0023	0.0018
사질토	10.0	1.0	214	454.4	583.3	0.0022	0.0017
사질토	11.0	1.0	250	477.3	621.1	0.0021	0.0016
사질토	12.0	1.0	300	505.9	668.9	0.0020	0.0015
합 계		12.0				0.0540	0.0540
평균 전단 파속도						222.3	222.4
지반조건						S3	S3
						S3	



응암2교

- 교량명 : 응암2교
- 보링 위치 : -
- 지반 등급 : S3
- 지하수위 : 2.3m
- 지반정보

○ ER : 65
○ 단위중량

구분	사질토	자갈층	풍화토	풍화암
단위중량	19.5	19.5	19.5	21.5

- 액상화 예비평가 및 본평가

[illegible]

- 액상화 본평가

[illegible]