

교 량 내 진 성 능 평 가

응암1교(장호원)

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)	교직	1,170	977	1.198	O.K
		앵커볼트 (kN)	교직	2,101	977	2.151	O.K
		콘크리트 (kN)	교직	884	977	0.905	N.G
	안정성 검토	수평변위		15.000	3.833	3.913	O.K
		연직 압축지지력		2,032	1,599	1.271	O.K
		연직 인발지지력		750.8	472.8	1.588	O.K
	말뚝 응력 검토	힘인장응력		210.0	49.6	4.230	O.K
		힘압축응력		210.0	156.4	1.343	O.K
		힘전단응력		120.0	13.3	9.010	O.K
	단면 검토	벽체	힘	15,955	4,417	3.612	O.K
			전단	11,065	3,615	3.061	O.K
		앞굽	힘	12,258	11,145	1.100	O.K
			전단	11,065	10,479	1.056	O.K
		뒷굽	힘	12,258	10,017	1.224	O.K
			전단	11,065	4,757	2.326	O.K
	지지길이(mm)		교축	1,311	330	3.973	O.K

- 교대 2

A 2	구분			보유성능	소요성능	평가	
	받침부	본체 (kN)	교축	2,730	1,953	1.398	O.K
			교직	1,560	977	1.597	O.K
		앵커볼트 (kN)	교축	2,101	977	2.151	O.K
			교직	2,101	977	2.151	O.K
		콘크리트 (kN)	교축	6,886	1,953	3.525	O.K
			교직	857	977	0.877	N.G
	안정성 검토	수평변위		15.000	8.053	1.863	O.K
		연직 압축지지력		1,926	1,606	1.199	O.K
		연직 인발지지력		682.6	621.6	1.098	O.K
	말뚝 응력 검토	힘인장응력		210.0	20.5	10.247	O.K
		힘압축응력		210.0	186.5	1.126	O.K
		힘전단응력		120.0	12.5	9.568	O.K
	단면 검토	벽체	힘	18,438	3,444	5.354	O.K
			전단	10,167	3,535	2.876	O.K
		앞굽	힘	11,259	9,119	1.235	O.K
			전단	11,675	10,659	1.095	O.K
뒷굽		힘	11,259	5,790	1.945	O.K	
		전단	10,167	6,607	1.539	O.K	
지지길이(mm)		교축	1,324	324	4.089	O.K	

1. 개요

1.1 교량현황

내진성능평가대상 교량현황			
교량명	응암1교(장호원)	준공년도	2017 년
교량위치	경기도 이천시 부발읍 응암리	받침종류	포트받침
상부구조		하부구조	
형식	HD-BOX GIRDER	교각형식	-
교량폭원	10.755m	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

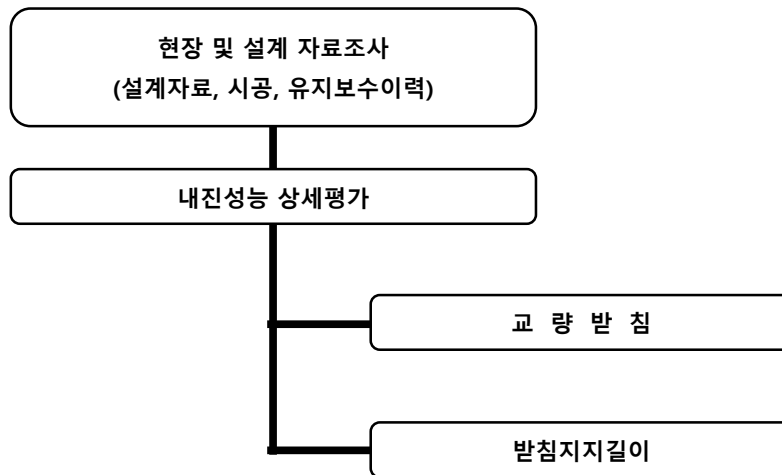
1) 내진성능상세평가 방법

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)

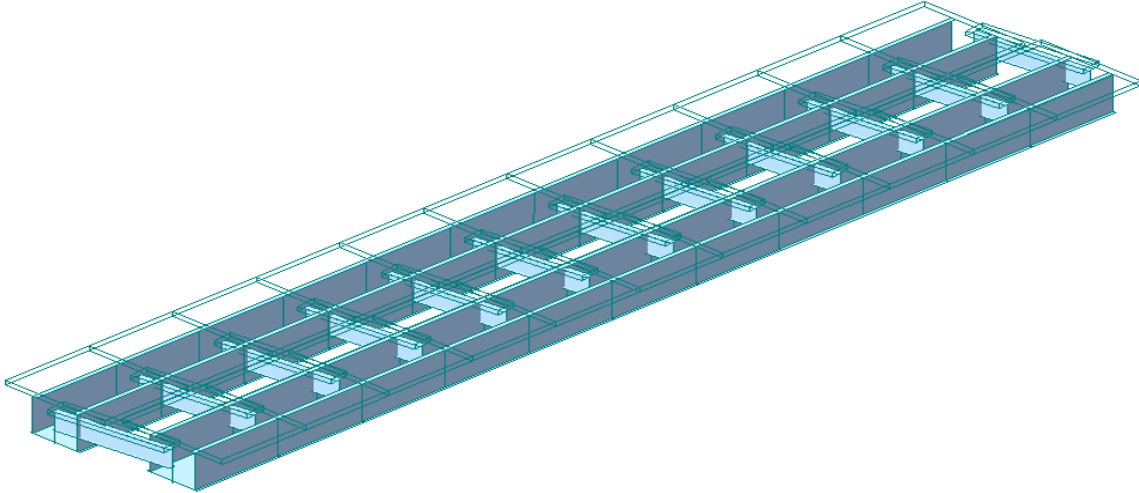
기존 시설물(교량) 내진성능 평가요령(국토교통부, 한국시설안전공단, 2019)

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	448.894	744.183	510.431	1703.508
	G2	687.110	1091.700	588.782	2367.592
A2	G1	655.152	1017.810	633.938	2306.900
	G2	480.498	827.466	465.597	1773.561

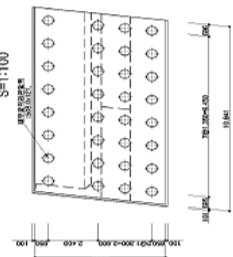
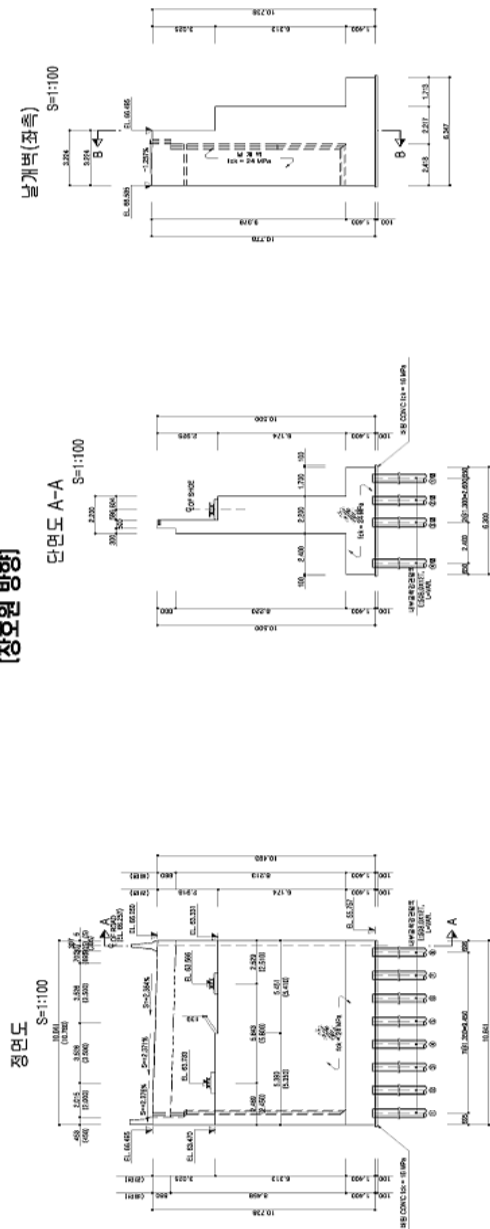
$$\begin{aligned}
 G1 \sum &= 4010.408 \text{ kN} \\
 G1 : \text{Beam Load} &= 77.12 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 G2 \sum &= 4141.153 \text{ kN} \\
 G2 : \text{Beam Load} &= 79.64 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

성남 ~ 장호원 도로건설공사 [제 5 공구]

응암1교 교대1 일반도(1)
[장호원 방향]

성명 : 김도영
계명 : 김도영
성별 : 남
생년월일 : 1994.01.24
주민등록번호 : 940124-1000000000000
전화번호 : 010-9999-9999999
이메일 : kidoyoung@naver.com
주소 : 서울특별시 강남구 테헤란로 123
직업 : 프리랜서
학력 : 서울대학교 컴퓨터공학부 졸업
경력 : 2015.03 ~ 2016.02 : 삼성전자 SW개발
2016.03 ~ 2017.02 : 카카오 G4 SW개발
2017.03 ~ 2018.02 : 네이버 SW개발
2018.03 ~ 현재 : 프리랜서 개발
주요기술 : Java, Spring, JavaScript, React, Node.js
언어 : 한국어, 영어(중급)



1. 500 개 이하의 개체 수를 가진다.
2. 개체 수의 증가는 개체 수의 제곱에 비례한다.
3. 개체 수의 증가는 개체 수의 제곱에 비례한다.
4. 개체 수의 증가는 개체 수의 제곱에 비례한다.
5. 개체 수의 증가는 개체 수의 제곱에 비례한다.
6. 개체 수의 증가는 개체 수의 제곱에 비례한다.
7. 개체 수의 증가는 개체 수의 제곱에 비례한다.
8. 개체 수의 증가는 개체 수의 제곱에 비례한다.
9. 개체 수의 증가는 개체 수의 제곱에 비례한다.
10. 개체 수의 증가는 개체 수의 제곱에 비례한다.

출판사	창조	지	권	500	700	800	900	1000	1100	1200	1300	1400	1500	1600	1700	1800	1900	2000	2100	2200	2300	2400	2500	2600	2700	2800	2900	3000	3100	3200	3300	3400	3500	3600	3700	3800	3900	4000	4100	4200	4300	4400	4500	4600	4700	4800	4900	5000	5100	5200	5300	5400	5500	5600	5700	5800	5900	6000	6100	6200	6300	6400	6500	6600	6700	6800	6900	7000	7100	7200	7300	7400	7500	7600	7700	7800	7900	8000	8100	8200	8300	8400	8500	8600	8700	8800	8900	9000	9100	9200	9300	9400	9500	9600	9700	9800	9900	10000	10100	10200	10300	10400	10500	10600	10700	10800	10900	11000	11100	11200	11300	11400	11500	11600	11700	11800	11900	12000	12100	12200	12300	12400	12500	12600	12700	12800	12900	13000	13100	13200	13300	13400	13500	13600	13700	13800	13900	14000	14100	14200	14300	14400	14500	14600	14700	14800	14900	15000	15100	15200	15300	15400	15500	15600	15700	15800	15900	16000	16100	16200	16300	16400	16500	16600	16700	16800	16900	17000	17100	17200	17300	17400	17500	17600	17700	17800	17900	18000	18100	18200	18300	18400	18500	18600	18700	18800	18900	19000	19100	19200	19300	19400	19500	19600	19700	19800	19900	20000	20100	20200	20300	20400	20500	20600	20700	20800	20900	21000	21100	21200	21300	21400	21500	21600	21700	21800	21900	22000	22100	22200	22300	22400	22500	22600	22700	22800	22900	23000	23100	23200	23300	23400	23500	23600	23700	23800	23900	24000	24100	24200	24300	24400	24500	24600	24700	24800	24900	25000	25100	25200	25300	25400	25500	25600	25700	25800	25900	26000	26100	26200	26300	26400	26500	26600	26700	26800	26900	27000	27100	27200	27300	27400	27500	27600	27700	27800	27900	28000	28100	28200	28300	28400	28500	28600	28700	28800	28900	29000	29100	29200	29300	29400	29500	29600	29700	29800	29900	30000	30100	30200	30300	30400	30500	30600	30700	30800	30900	31000	31100	31200	31300	31400	31500	31600	31700	31800	31900	32000	32100	32200	32300	32400	32500	32600	32700	32800	32900	33000	33100	33200	33300	33400	33500	33600	33700	33800	33900	34000	34100	34200	34300	34400	34500	34600	34700	34800	34900	35000	35100	35200	35300	35400	35500	35600	35700	35800	35900	36000	36100	36200	36300	36400	36500	36600	36700	36800	36900	37000	37100	37200	37300	37400	37500	37600	37700	37800	37900	38000	38100	38200	38300	38400	38500	38600	38700	38800	38900	39000	39100	39200	39300	39400	39500	39600	39700	39800	39900	40000	40100	40200	40300	40400	40500	40600	40700	40800	40900	41000	41100	41200	41300	41400	41500	41600	41700	41800	41900	42000	42100</
-----	----	---	---	-----	-----	-----	-----	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	---------

3. 고정하중에 대한 해석

3.1 받침 반력

구분	받침 번호	고정하중 (kN)	받침용량 (kN)	판정	수평용량 (kN)	전단 스프링계수 (kN/m)
A1	1	1767.1	3,000	O.K	1170.0	-
	2	2216.8	4,000	O.K	-	-
A2	1	2152.7	4,000	O.K	1560.0	-
	2	1831.2	3,000	O.K	1170.0	-

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

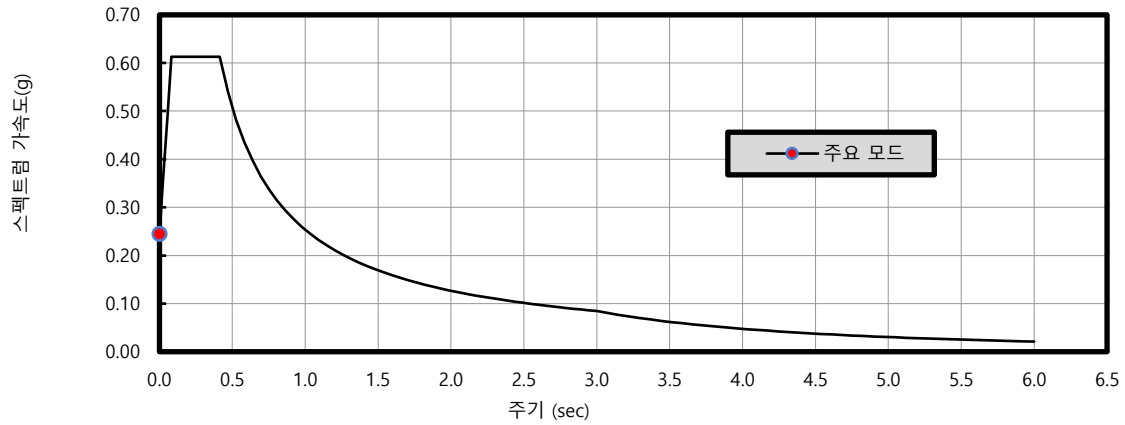
4.3 지반분류

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)

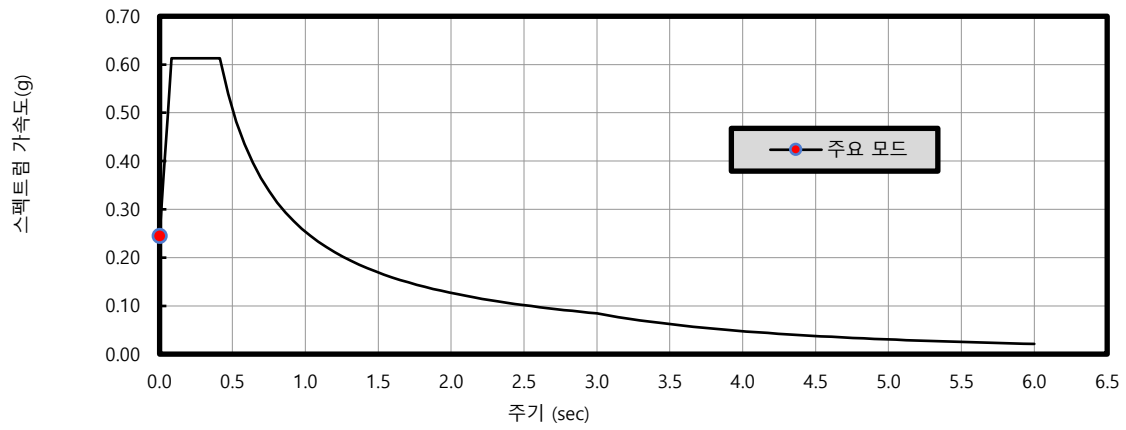
지반종류	단주기지반증폭계수, Fa			장주기지반증폭계수, Fv		
	S ≤ 0.1	S = 0.2	S = 0.3	S ≤ 0.1	S = 0.2	S = 0.3
S2	1.4	1.4	1.3	1.5	1.4	1.3
S3	1.7	1.5	1.3	1.7	1.6	1.5
S4	1.6	1.4	1.2	2.2	2.0	1.8
S5	1.8	1.3	1.3	3.0	2.7	2.4

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	0.000	976.728
교대 2	1953.457	976.728

6. 받침부 평가 (교대)

6.1 교대 A1

6.1.1 받침본체 검토

(1) 받침 1기당 횡방향 저항용량(f_B)

- 교직방향

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

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

- 교직방향

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

(3) 소요성능 : 받침부 평가지진력 F_{BD}

- 교직방향

$$F_{BD} = [V]_{comb} = 976.73 \text{ kN}$$

(4) 받침본체 내진성능평가

- 교축직각방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{1,170.00}{976.73} = 1.198 > 1.0 \quad \text{OK}$$

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 물힘길이	h_{ef}	=	270	mm
코핑부 깊이	h_{cop}	=	6174	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	1,018	X	860	=	2,101	kN
	$\mu_D N$	=	0.45	X	0.88	X	1,992			=	789	kN
	V_{sa}	=	$\max[V_{saL}, \mu_D N]$						=	2,101	kN	

2) 소요성능 : 받침 1기당 평가지진력 F_{ASD}

교직방향:	F_{ASDT}	=	F_{BDT} / n^T	=	976.73 / 1	=	977	kN
-------	------------	---	-----------------	---	------------	---	-----	----

3) 평가

교직방향	$\frac{V_{saT}}{F_{ASDT}}$	=	$\frac{2,101}{977}$	=	2.151	>	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

$$C_{a1} = 2,702 \text{ mm}$$

$$C_{a1}' = 2,702 \text{ mm}$$

$$C_{a2} = 588 \text{ mm}$$

$$C_{a2}' = 588 \text{ mm}$$

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

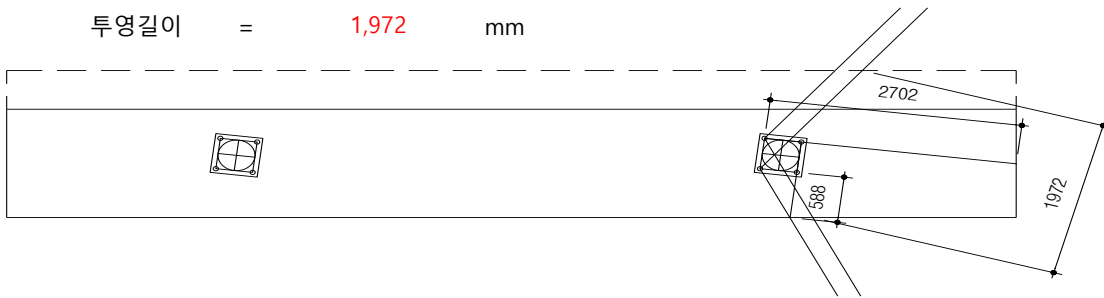
$$S_T = 395 \text{ mm}$$

$$h_{\text{cop}} = 6,174 \text{ mm}$$

$$1.5C_{a1} = 4,053 \text{ mm}$$

$$h_a = \min[h_{cop}, 1.5C_{a1}] = 4,053 \text{ mm}$$

투영길이 = 1,972 mm



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

$$1\text{면} \quad C_{a1} = 2,702 \text{ mm} < 1.5C_{a1} = 4,053 \text{ mm}$$

$$2\text{면} \quad C_{a2}' = 588 \text{ mm} < 1.5C_{a1} = 4,053 \text{ mm}$$

$$3\text{면} \quad h_{\text{cop}} = 6,174 \text{ mm} > 1.5C_{a1} = 4,053 \text{ mm}$$

- 연단거리 재산정 불필요

$$A_{vc} = 7,992,516 \text{ mm}^2$$

$$A_{vco} = 4.5C_{a1}^2 = 4.5 \times 2,702^2 = 32,853,618 \text{ mm}^2$$

$$\text{check } A_{vc} < n A_{vco} = 7,992,516 < 2 \times 32,853,618 = 65,707,236 \text{ mm}^2$$

$$\Phi_{ed,v} = 0.744$$

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

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

$$= 0.6 \frac{270^{0.2}}{90} \times \sqrt{90} \times \sqrt{24} \times 2,702^{1.5}$$

$$= 4,879.00 \text{ kN}$$

$$V_{b2} = 3.7 \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5} = 3.7 \times \sqrt{24} \times 2,702^{1.5} = 2,545.865 \text{ kN}$$

$$\therefore V_b = \text{MIN} [4,879.00, 2,545.865] = 2,545.865 \text{ kN}$$

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

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

$$= \frac{7,992,516}{32,853,618} \times 0.744 \times 1.200 \times 1.000 \times 2,546 = 553 \text{ kN}$$

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

$$\therefore V_{\text{cbg}}^T = \text{min} [1,604.353, 884.161] = 884.161 \text{ kN}$$

2) 소요성능 : 앵커부 요구성능

$$\text{교직방향: } F_{AC,DT} = 977 \times 1 = 977 \text{ kN}$$

3) 평가

$$\text{교직방향} \quad \frac{V_{\text{cbgT}}}{F_{AC,DT}} = \frac{884}{977} = 0.905 < 1.0 \quad \text{NG}$$

(4) 콘크리트 프라이 아웃 파괴

받침에 고정하중에 의한 압축력이 작용하는 경우

콘크리트 프라이아웃 파괴는 발생하지 않으므로 검토하지 아니한다.

$$\text{받침부의 유효수직력 } 0.88D = 0.88 \times 1991.955 = 1752.9204 \text{ kN}$$

$$\text{교직방향: } 0.25V_{\text{pry,ec}}^T = 884 \times 0.25 = 221.04025 \text{ kN} \leq 0.88D$$

∴ 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	1,170	977	1.198	OK
	앵커볼트	교직	2,101	977	2.151	OK
	콘크리트	교직	884	977	0.905	NG

6. 받침부 평가 (교대)

6.2 교대 A2

6.2.1 받침본체 검토

(1) 받침 1기당 횡방향 저항용량(f_B)

- 교축방향

$$f_{B1} = 1,560.00 \text{ kN} \qquad f_{B1} = 1,170.00 \text{ kN}$$

- 교직방향

$$f_{B1} = 1,560.00 \text{ kN}$$

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

- 교축방향

$$F_{BC1} = 1,560.00 \times 1 = 1,560.00 \text{ kN}$$

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

- 교직방향

$$F_{BC1} = 1,560.00 \times 1 = 1,560.00 \text{ kN}$$

(3) 소요성능 : 받침부 평가지진력 F_{BD}

- 교축방향

$$F_{BD} = [V]_{comb} = 1,953.46 \text{ kN}$$

- 교직방향

$$F_{BD} = [V]_{comb} = 976.73 \text{ kN}$$

(4) 받침본체 내진성능평가

- 교축방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{2,730.00}{1,953.46} = 1.398 > 1.0 \quad \text{OK}$$

- 교축직각방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{1,560.00}{976.73} = 1.597 > 1.0 \quad \text{OK}$$

6.2.2 받침본체 앵커

(1) 받침제원

본체규격

C	=	560	mm	받침 교축방향 길이 (하판)
B	=	560	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	=	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}	=	1018	mm ²
앵커의 인장강도	f_{uta}	=	860	MPa
앵커의 유효 묻힘길이	h_{ef}	=	270	mm
코핑부 깊이	h_{cop}	=	5293	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	X	0.6	X	1,018	X	860	=	2,101	kN
	$\mu_D N$	=	0.45	X	0.88	X	1,992			=	789	kN
교직방향:	V_{saT}	=	4	X	0.6	X	1,018	X	860	=	2,101	kN
	$\mu_D N$	=	0.45	X	0.88	X	1,992			=	789	kN
	V_{sa}	=	$\max [V_{saL}, \mu_D N]$							=	2,101	kN

2) 소요성능 : 받침 1기당 평가지진력

$$F_{ASD}$$

교축방향:	F_{ASDL}	=	F_{BDL} / n^L	=	1953.46 / 2	=	977	kN
교직방향:	F_{ASDT}	=	F_{BDT} / n^T	=	976.73 / 1	=	977	kN

3) 평가

교축방향	$\frac{V_{saL}}{F_{ASDL}}$	=	$\frac{2,101}{977}$	=	2.151	>	1.0	OK
교직방향	$\frac{V_{saT}}{F_{ASDT}}$	=	$\frac{2,101}{977}$	=	2.151	>	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)

① 교축방향

$$C_{a1} = 1,023 \quad mm$$

$$C_{a1}' = 1,023 \quad mm$$

$$C_{a2} = 2,276 \quad mm$$

$$C_{a2}' = 2,276 \quad mm$$

$$S_L = 450 \quad mm$$

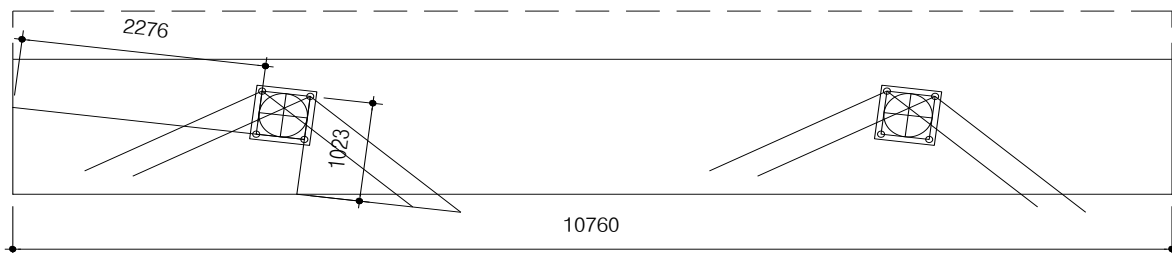
$$1.5C_{a1} = 1,535 \quad mm$$

$$S_T = 450 \quad mm$$

$$h_{cop} = 5,293 \quad mm$$

$$h_a = \min[h_{cop}, 1.5C_{a1}] = 1,535 \quad mm$$

$$\text{투영길이} = 10,760 \quad mm$$



'- 파괴선이 겹치므로 전체받침 앵커그룹으로 저항

$$A_{vc} = 16,511,220 \text{ mm}^2$$

$$A_{vco} = 4.5 C_{a1}^2 = 4.5 \times 1023^2 = 4,709,381 \text{ mm}^2$$

$$\text{check } A_{vc} < n A_{vco} = 16,511,220 < 4 \times 4,709,381 = 18,837,522 \text{ mm}^2$$

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

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

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

$$= 0.6 \frac{270^{0.2}}{90} \times \sqrt{90} \times \sqrt{24} \times 1023^{1.5}$$

$$= 1,136.62 \text{ kN}$$

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

$$V_{b2} = 3.7 \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5} = 3.7 \times \sqrt{24} \times 1,023^{1.5} = 593.090 \text{ kN}$$

$$\therefore V_b = \text{MIN} [1,136.62, 593.090] = 593.090 \text{ kN}$$

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

$$= \frac{16,511,220}{4,709,381} \times 1.000 \times 1.200 \times 1.000 \times 1,137 = 4,782 \text{ kN}$$

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

$$\therefore V_{cbg}^L = \text{min} [6,885.542, 7651.251] = 6885.542 \text{ kN}$$

② 교직방향

$$C_{a1} = 2,726 \text{ mm}$$

$$C_{a1}' = 2,726 \text{ mm}$$

$$C_{a2} = 573 \text{ mm}$$

$$C_{a2}' = 573 \text{ mm}$$

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

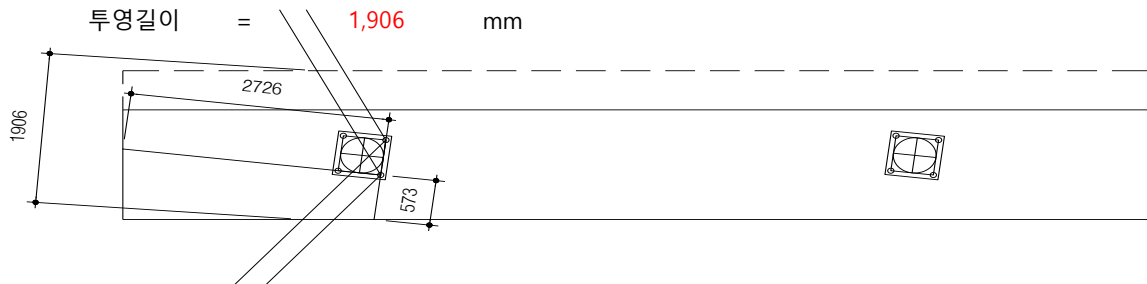
$$1.5C_{a1} = 4,089 \text{ mm}$$

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

$$h_{cop} = 5,293 \text{ mm}$$

$$h_a = \text{min}[h_{cop}, 1.5C_{a1}] = 4,089 \text{ mm}$$

$$\text{투영길이} = 1,906 \text{ mm}$$



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

$$\begin{array}{llllllll} \text{1면} & C_{a1} & = & 2,726 & \text{mm} < & 1.5C_{a1} & = & 4,089 & \text{mm} \\ \text{2면} & C_{a2}' & = & 573 & \text{mm} < & 1.5C_{a1} & = & 4,089 & \text{mm} \\ \text{3면} & h_{\text{cop}} & = & 5,293 & \text{mm} > & 1.5C_{a1} & = & 4,089 & \text{mm} \end{array}$$

- 연단거리 재산정 불필요

$$\begin{aligned} C_{a1}' &= \max(C_{a2}/1.5, h_a/1.5, S_{ay}/3) & = & 2,726 & \text{mm} \\ & 1.5C_{a1}' & = & 4,089 & \text{mm} \\ \therefore C_{a1} &= 2,726 & \text{mm} & 1.5C_{a1} & = & 4,089 & \text{mm} \\ A_{vc} &= 7,793,634 & \text{mm}^2 \\ A_{vco} &= 4.5C_{a1}^2 & = & 4.5 \times 2,726^2 & = & 33,439,842 & \text{mm}^2 \\ \text{check } A_{vc} &< n A_{vco} & = & 7,793,634 < 2 \times 33,439,842 & = & 66,879,684 & \text{mm}^2 \\ \Phi_{ed,v} &= 0.742 & \Phi_{h,v} &= 1.000 \\ V_b &= 0.6(l_e/d_a)^{0.2} \sqrt{d_a} \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5} \\ &= 0.6 \frac{270^{0.2}}{90} \times \sqrt{90} \times \sqrt{24} \times 2,726^{1.5} \\ &= 4,944.14 & \text{kN} \\ V_{b2} &= 3.7 \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5} & = & 3.7 \times \sqrt{24} \times 2,726^{1.5} & = & 2,579.860 & \text{kN} \\ \therefore V_b &= \text{MIN} [4,944.14, 2,579.860] & = & 2,579.860 & \text{kN} \\ l_e &= \text{MIN}[h_{\text{efr}} 8d_a] & = & 270 & \text{mm} \\ V_{\text{cbg0}}^T &= A_{vc} / A_{vco} * \Phi_{ed,v} * \Phi_{c,v} * \Phi_{h,v} * V_b \\ &= \frac{7,793,634}{33,439,842} \times 0.742 \times 1.200 \times 1.000 \times 2,580 & = & 535 & \text{kN} \\ V_{\text{cbg}}^T &= V_{\text{cbg0}}^T + 0.6N (\leq 1.6V_{\text{cbg0}}^T) \\ \therefore V_{\text{cbg}}^T &= \min [1,587.157, 856.644] & = & 856.644 & \text{kN} \end{aligned}$$

2) 소요성능 : 앵커부 요구성능

$$\begin{array}{llllll} \text{교축방향:} & F_{AC,DL} & = & 977 & \times & 2 & = & 1,953 & \text{kN} \\ \text{교직방향:} & F_{AC,DT} & = & 977 & \times & 1 & = & 977 & \text{kN} \end{array}$$

3) 평가

$$\begin{array}{llllllll} \text{교축방향} & \frac{V_{\text{cbgL}}}{F_{AC,DL}} & = & \frac{6,886}{1,953} & = & 3.525 & > & 1.0 & \text{OK} \\ \text{교직방향} & \frac{V_{\text{cbgT}}}{F_{AC,DT}} & = & \frac{857}{977} & = & 0.877 & < & 1.0 & \text{NG} \end{array}$$

(4) 콘크리트 프라이 아웃 파괴

받침에 고정하중에 의한 압축력이 작용하는 경우

콘크리트 프라이아웃 파괴는 발생하지 않으므로 검토하지 아니한다.

$$\text{받침부의 유효수직력 } 0.88D = 0.88 \times 1991.960 = 1752.9248 \text{ kN}$$

$$\text{교축방향: } 0.25V_{\text{pry,ec}}^L = 689 \times 0.25 = 172.13855 \text{ kN} \leq 0.88D$$

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

$$\text{교직방향: } 0.25V_{\text{pry,ec}}^T = 857 \times 0.25 = 214.161 \text{ kN} \leq 0.88D$$

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

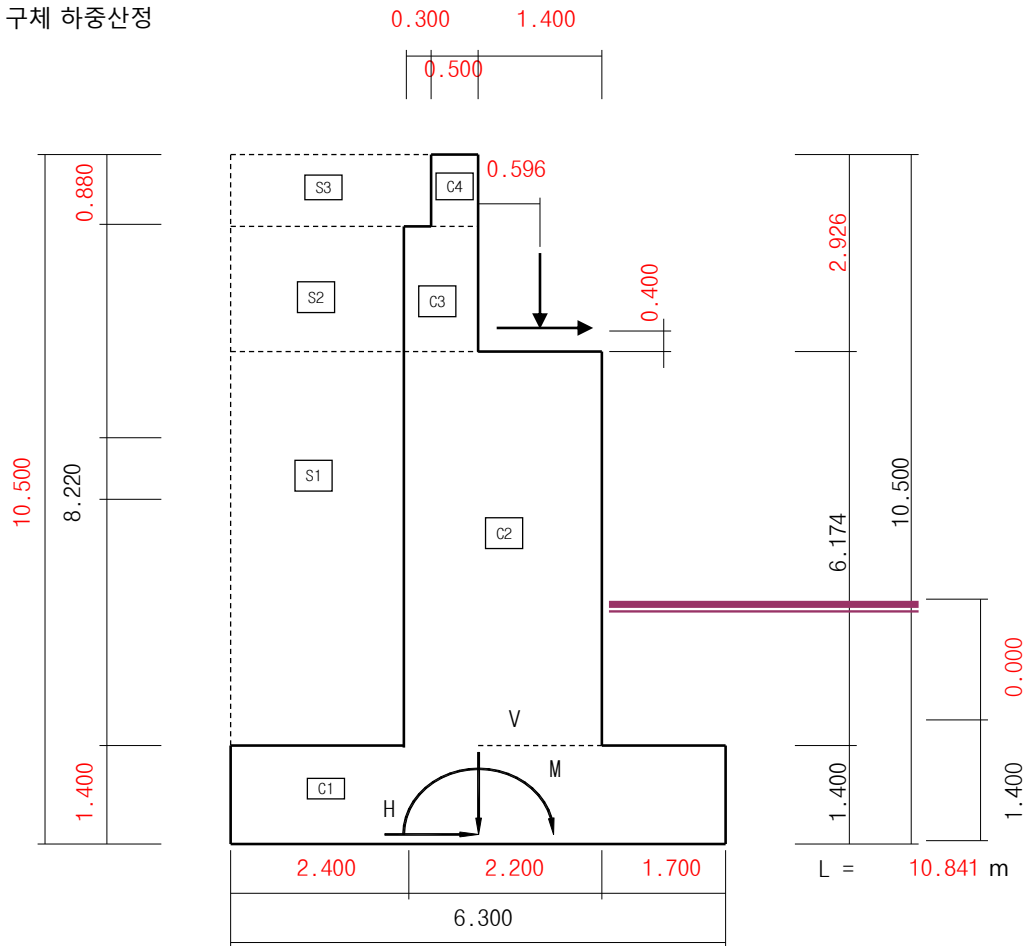
(5) 받침부 평가 요약

구분		방향	보유성능	소요성능	평가	
받침부	본체	교축	2,730	1,953	1.398	OK
		교직	1,560	977	1.597	OK
	앵커볼트	교축	2,101	977	2.151	OK
		교직	2,101	977	2.151	OK
	콘크리트	교축	6,886	1,953	3.525	OK
		교직	857	977	0.877	NG

7. 기초부 평가

7.1 교대 A1 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	95.618	25.00	2390.441	0.108	257.69	3.150	0.700	7529.888	180.383
	C2	196.049	25.00	4901.216	0.108	528.351	2.800	5.510	13723.405	2911.215
	C3	17.745	25.00	443.614	0.108	47.822	2.350	6.551	1042.492	313.279
	C4	4.770	25.00	119.251	0.108	12.855	3.750	10.060	447.191	129.324
	소계	314.181		7854.521		846.717			22742.976	3534.200
뒷채움	S1	137.741	20.00	2754.828	0.108	296.970	2.900	5.510	7989.002	1636.307
	S2	53.234	20.00	1064.673	0.108	114.772	5.100	9.620	5429.832	1104.104
	S3	6.869	20.00	137.377	0.108	14.809	1.700	1.400	233.541	20.733
	소계	197.844		3956.878		426.551			13652.375	2761.144
총 계				11811.399		1273.268			36395.351	6295.344

※ 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)	1767	2217					
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	$= 1/2 \times \gamma_1 \times H^2 \times K_{AE} \times L$	$= 1/2 \times 20 \times 10.5 \times 0.3 \times 10.841$	3590.441631 kN
	단면검토시	$= 1/2 \times \gamma_1 \times H^2 \times K_{AE} \times L$	$= 1/2 \times 20 \times 9.1 \times 0.3 \times 10.841$	2696.820603 kN

H(안정검토) = 10.500 m , 지진시 토압 작용높이 y = H/2 = 5.25 m

H(단면검토) = 1.400 m , 지진시 토압 작용높이 y = H/2 = 0.7 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_1	$= q_1 \times B_{q1}$	$= 108.41 \times 1.9$	205.979 kN

q_1 = 뒷채움 지표면의 상재하중 = 108.41 kN/m

B_{q1} = 상재하중 분포길이 = 1.9 m

X = 상재하중 작용 위치 = 5.35 m

④ 상부구조에 의한 하중산정

구 분	계 산 과 정		결 과
R_u	$= R \div (1 / \sin(90-\Theta))$	$= 3984 \div (1 / \sin(90-7))$	3954 kN/m

R = 교대상부 고정하중에 의한 연직반력의 총 합 = 3984 kN

⑤ 가동단 하부구조에 작용하는 관성력 산정

구 분	계 산 과 정		결 과
F_M	$= F_1 + F_2$		71.36761 kN/m

f_s = 마찰계수 = 0.15

K_h = 설계 수평지진계수 = 0.108

F_1 = $R_u \times f_s \times K_h \times \cos(90-\Theta)$ = 7.908 kN

F_2 = $K_h \times R_u$ = 63.460 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	7854.521	846.717	-	-	22742.976	3534.200
뒷채움제	3956.878	426.551	-	-	13652.375	2761.144
배면토압	-	3590.442	-	5.250	-	18849.819
연직반력	3954.000	852.482	1.104	7.974	4365.216	6797.695
관성력	-	71.368	-	7.574	-	540.538
하중조합	15765.399	5787.560	-	-	40760.567	32483.395

$$\begin{aligned}
 e \text{ (편심거리)} &= B / 2 - (M_V - M_H) / V \\
 &= 6.300 / 2 - (40760.567 - 32483.395) / 15765.399 \\
 &= 2.625 \text{ m} \\
 M &= V \times e = 15765.399 \times 2.625 = 41383.835 \text{ kN·m}
 \end{aligned}$$

2) 말뚝 제원

말뚝종류	직경(mm)	두께(mm)	부식(mm)	길이(m)
강관말뚝	508.0	12.0	2	14.200

3) 안정성 검토

(a) 말뚝의 허용연직지지력 산정

① 말뚝의 허용연직압축지지력(Ra)

구분	계산과정	결과
Ra	$\gamma/n \times R_u$	2032 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

$$R_u = q_d + U \times \sum (l_i \cdot f_i) = 4063 \text{ kN}$$

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	20	40	80.00
사질토	1.5	42	84	126.00
풍화토	10.7	50	100	1070.00
$\sum(li \cdot fi) =$				1276.00

② 말뚝의 허용연직인발지지력(Pa)

구 분	계 산 과 정	결 과
Pa	$1/n \times P_u + W$	751 kN

Pa : 말뚝의 허용연직인발지지력

n : 안전율 (지진시 ; n = 3)

Pu : 말뚝의 극한인발력

$$P_u = U \times \sum(li \cdot fi) = 2036 \text{ kN}$$

W : 말뚝의 유효중량

$$= 72 \text{ kN}$$

(b) 말뚝의 스프링정수 산정

① 말뚝의 축방향 스프링정수(Kv)

구 분	계 산 과 정	결 과
Kv	$a \times A_p \times E_p / L$	147289 kN/m

	$a = 0.010 \times (L/D) + 0.36$	=	0.642	
do	: 부식을 고려한 지름	=	504	mm
Ap	: 말뚝의 순단면적	=	15519	mm ²
Ep	: 말뚝의 탄성계수	=	210000	N/mm ²
L	: 말뚝 길이	=	14200	mm

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

구 분	계 산 과 정	결 과
K1	$4EI\beta^3$	119348 kN/m
K2	$2EI\beta^2$	89141 kN/rad
K3	$2EI\beta^2$	89141 kN·m/m
K4	$2EI\beta$	133160 kN·m/rad

β	$= \sqrt[4]{[(kh \times D)/(4 \times E_p \times I_p)]}$	=	0.6694	m ⁻¹
kh	$= kh_0 \times (BH/0.3)^{-3/4}$	=	157274	kN/m ³
kh0	$= 1/0.3 \times \alpha \times E_o$	(지진시 $\alpha=2$) =	373333	kN/m ³
Eo	$= 2800 \times N$	(1/β 깊이에서의 N치) =	56000	kN/m ²
BH	$= \sqrt{(D/\beta)}$	(β상시 적용) =	0.9500	m
β상시	$= \sqrt[29]{[(\alpha \times E_o)^8 \times D^5]/(0.3^2 \times 2^{16} \times (E_p \times I_p)^8)}$	=	0.5629	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	0.276 < 1.000	강제취급

β	$= \sqrt[4]{(3 \times k)/(E \times h^3)}$	=	0.162	m ⁻¹
k	$= K_p = K_v \times (m \times n)/(B \times L)$	=	8626	kN/m ³
E	$= 8,500 \sqrt[3]{f_{cu}}$	=	13613	Mpa
λ	$= \text{Max}[l, b]$	=	1.700	m
h	= 직접기초의 두께	=	1.400	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	$A_{xx} \times \delta_x + A_{xy} \times \delta_y - A_{x\alpha} \times \alpha = V$	$\delta_x = 0.003833 \text{ m}$
	$A_{yx} \times \delta_x + A_{yy} \times \delta_y - A_{y\alpha} \times \alpha = H_{\text{교축}}$	$\delta_y = 0.003823 \text{ m}$
	$A_{\alpha x} \times \delta_x + A_{\alpha y} \times \delta_y - A_{\alpha\alpha} \times \alpha = M_{\text{교축}}$	$\alpha = 0.002813 \text{ rad}$
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}	$\sum (K_1 \cos^2 \theta_i + K_v \sin^2 \theta_i)$	3341742
A_{xy}, A_{yx}	$\sum (K_v - K_1) \sin \theta_i \cos \theta_i$	0
$A_{x\alpha}, A_{\alpha x}$	$\sum \{ (K_v - K_1) x_i \sin \theta_i \cos \theta_i - K_2 \cos \theta_i \}$	-2495958
A_{yy}	$\sum (K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)$	4124098
$A_{y\alpha}, A_{\alpha y}$	$\sum \{ (K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i) x_i + K_2 \sin \theta_i \}$	0
$A_{\alpha\alpha}$	$\sum \{ (K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i) x_i^2 + (K_2 + K_3) x_i \sin \theta_i + K_4 \}$	18111271

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	2.500	835436	0	-623990	1031025	0	7376023
2열	7	1.200	835436	0	-623990	1031025	0	2416795
3열	7	-0.100	835436	0	-623990	1031025	0	942430
4열	7	-2.500	835436	0	-623990	1031025	0	7376023

② 말뚝머리의 변위량 및 반력 산정

i) 교축방향

구 분	δ_{xi}	δ_{yi}	P_{Ni}	P_{Hi}	M_{ti}
1열	0.003833	0.010856	1598.945	206.699	32.921
2열	0.003833	0.007199	1060.280	206.699	32.921
3열	0.003833	0.003541	521.614	206.699	32.921
4열	0.003833	-0.003210	-472.845	206.699	32.921

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	3.833	3.913	O.K
	연직압축지지력(kN)	2032	1599	1.271	O.K
	연직인발지지력(kN)	751	473	1.588	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	3.094488	32.921	0.000	-206.699
2	1.420	0.811309	-79.366	-97.116	4.716
3	2.840	-0.097784	-40.576	-43.633	32.998
4	4.260	-0.165135	-6.373	-5.095	14.121
5	5.680	-0.059584	3.198	4.229	1.415
6	7.100	-0.002100	2.389	2.661	-1.474
7	8.520	0.007958	0.596	0.564	-0.874
8	9.940	0.003889	-0.089	-0.144	-0.172
9	11.360	0.000558	-0.129	-0.149	0.053
10	12.780	-0.000330	-0.045	-0.045	0.050
11	14.200	-0.000232	-0.001	0.002	0.014

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

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

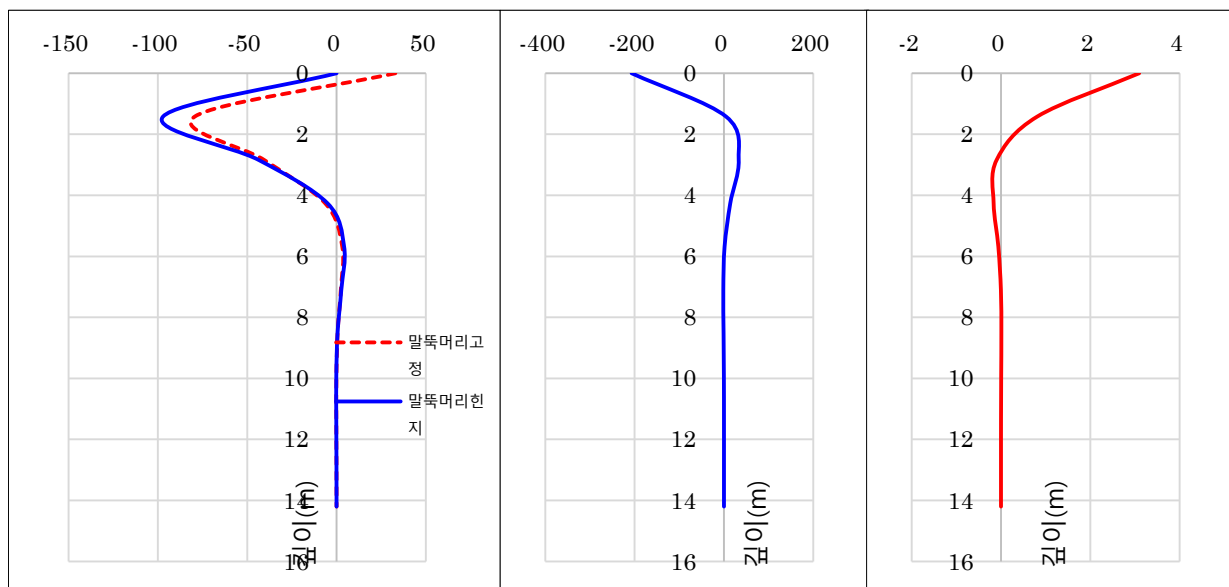
$$M_{힌지} = -(P_{Hi}/\beta) \times e^{-\beta x} \times \sin(\beta x)$$

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

$$P_{Hi} = 206.699 \quad \text{kN}$$

$$\beta = 0.669 \quad \text{m}^{-1}$$

$$ho = M_{ti} / P_{Hi} = -159.269 \quad \text{mm}$$



< 모멘트선도 >

< 전단력선도 >

< 변위선도 >

② 말뚝의 응력 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
말뚝머리 고정	$l_{mf} = 1/\beta \times \tan^{-1}[1/(1+2 \times \beta \times h_o)]$	1351 mm
	$M_{mf} = -(P_{Hi}/2\beta) \times \sqrt{[(1+2 \times \beta \times h_o)^2 + 1]} \times e^{-\beta \times l_{mf}}$	-79.532 kN·m
말뚝머리 힌지	$l_{mh} = \pi/(4 \times \beta)$	1173 mm
	$M_{mh} = -0.3224 \times (P_{Hi}/\beta)$	-99.547 kN·m
최대 부재력	$M_{max} = \max[M_{고정} , M_{힌지} , M_{mf} , M_{mh}]$	99.547 kN·m
	$S_{max} = S $	206.699 kN
말뚝 응력 검토	$f_t = 49.641 \leq 210.000$	O.K
	$f_c = 156.416 \leq 210.000$	O.K
	$f_s = 13.319 \leq 120.000$	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	2696.821	2696.821	0.700	1887.774
교대구체	846.717 kN	846.717	2.987	2529.178
관성력	71.368	71.368	0	0.000
단면력		3614.905		4416.953

여기서, 지진시 하중계수 : $\Phi = 1.0$

교대구체 수평력, H_i = 교대 기초부를 제외한 수평력 = 846.717 kN

$$M_o = \sum_{i=2}^6 ((H_i \times (Y_i - \text{교대기초}))) = 2529.178 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$Y = M_o / H_o = 2.987\text{m}$$

② 단면력 검토

구분	계산과정	결과
휨	$\Phi M_n = 15955 \geq 4417$	O.K
전단	$\Phi V_n = 11065 \geq 3615$	O.K

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

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

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

$$b = 10841 \text{ mm} \quad d = 1250 \text{ mm}$$

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

- 휨 검토 1단 : D 25 - 86 ea

$$A_s = 43576 \text{ mm}^2$$

$$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 59.1 \text{ mm}$$

- 전단 검토

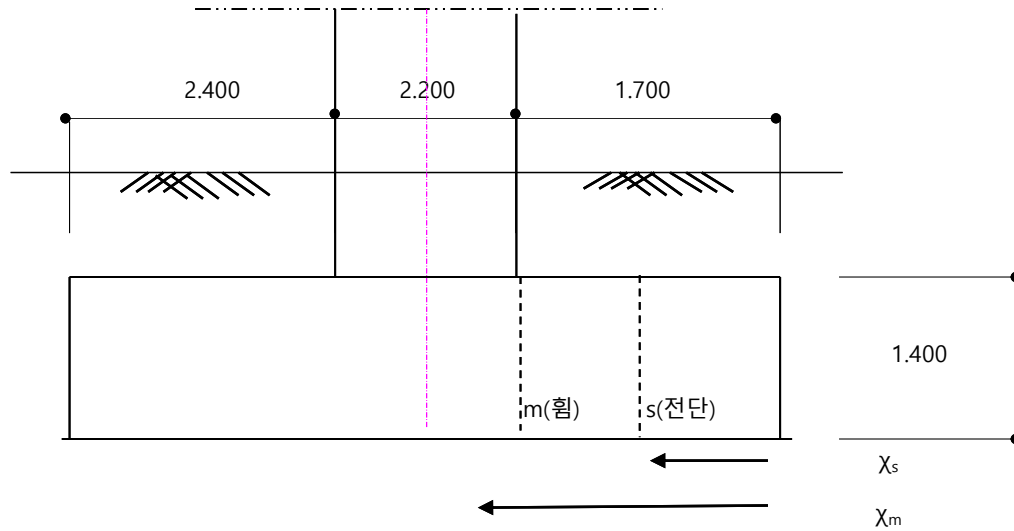
$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 11065 \text{ kN}$$

(b) 압급의 단면검토

① 위험단면 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\chi_m =$	1.700 m
전단	$\chi_s = 1.700 - 1.250/2$	1.075 m

② 위험단면 산정



③ 말뚝의 반력

구 분	계 산 과 정			결 과
	P_{Ni}	$\times$	n	
R1	1598.945	$\times$	7	11193 kN
R2		$\times$		
R3		$\times$		
R4		$\times$		
R5		$\times$		

④ 단면력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
기초자중에 의한 단면력	$M_{기초} = H \times a \times \gamma_c \times a/2$	607 kN·m
	$V_{기초} = H \times b \times \gamma_c$	714 kN
말뚝에 의한 단 면력	$M_{말뚝} = R1 \times 1.050$	11752 kN·m
	$V_{말뚝} = R1$	11193 kN
기초의 단면력	$M_U = M_{말뚝} - M_{기초}$	11145 kN·m
	$V_U = V_{말뚝} - V_{기초}$	10479 kN

⑤ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\Phi M_n = 12258 \geq 11145$	O.K
전단	$\Phi V_n = 11065 \geq 10479$	O.K

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

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

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

$$b = 10841 \text{ mm} \quad d = 1250 \text{ mm}$$

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

- 휨 검토 1단 : D 22 - 86 ea

$$A_s = 33291 \text{ mm}^2$$

$$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 45.2 \text{ mm}$$

- 전단 검토

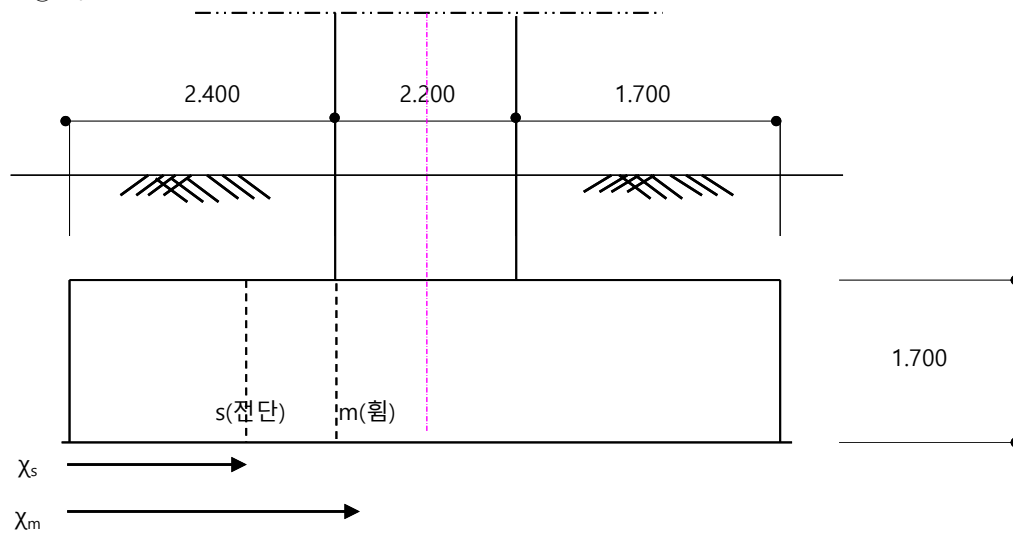
$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 11065 \text{ kN}$$

(C) 뒷굽의 단면검토

① 위험단면 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\chi_m =$	2.400 m
전단	$\chi_s = 2.400 - 1.250/2$	1.775 m

② 위험단면 산정



③ 말뚝의 반력

구 분	계 산 과 정			결 과
	P_{Ni}	$\times$	n	
R1	1598.945	$\times$	7	11193 kN
R2	1060.280	$\times$	7	7422 kN
R3		$\times$		
R4		$\times$		
R5		$\times$		

H_{wall} :	기초 상면의 뒷채움 높이	=	9.100	m
$\sum V_i$:	뒷채움 연직하중	=	3956.878	kN
$X_{\text{뒷채움}}$		=	1.874	m
P_I :	지표면의 상재하중	=	205.979	kN
$X_{\text{상재}}$:	상재하중 작용위치	=	5.350	m

④ 단면력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
기초자중에 의한 단면력	$M_{기초} = H \times a \times \gamma_c \times a/2$	1040 kN·m
	$V_{기초} = H \times b \times \gamma_c$	1224 kN
뒷채움재에 의한 단면력	$M_{뒷채움} = \sum V_i \times (X_{뒷채움} - (B-a))$	-8017 kN·m
	$V_{뒷채움} = H_{wall} \times b \times \gamma_t$	4846 kN
상재하중에 의한 단면력	$M_{상재} = P_l \times (X_{상재} - (B-a))$	299 kN·m
	$V_{상재} = q_l \times b$	366 kN
말뚝에 의한 단면력	$M_{말뚝} = R_1 \times 1.750 + R_2 \times 0.450$	3340 kN·m
	$V_{말뚝} = R_1$	11193 kN
계수 단면력	$M_U = M_{말뚝} - M_{뒷채움} - M_{기초} - M_{상재}$	10017 kN·m
	$V_U = V_{말뚝} - V_{뒷채움} - V_{기초} - M_{상재}$	4757 kN

⑤ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\Phi M_n = 12258 \geq 10017$	O.K
전단	$\Phi V_n = 11065 \geq 4757$	O.K

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

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

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

$$b = 10841 \text{ mm} \quad d = 1250 \text{ mm}$$

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

- 휨 검토 1단 : D 22 - 86 ea

$$A_s = 33291 \text{ mm}^2$$

$$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 45.2 \text{ mm}$$

- 전단 검토

$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 11065 \text{ kN}$$

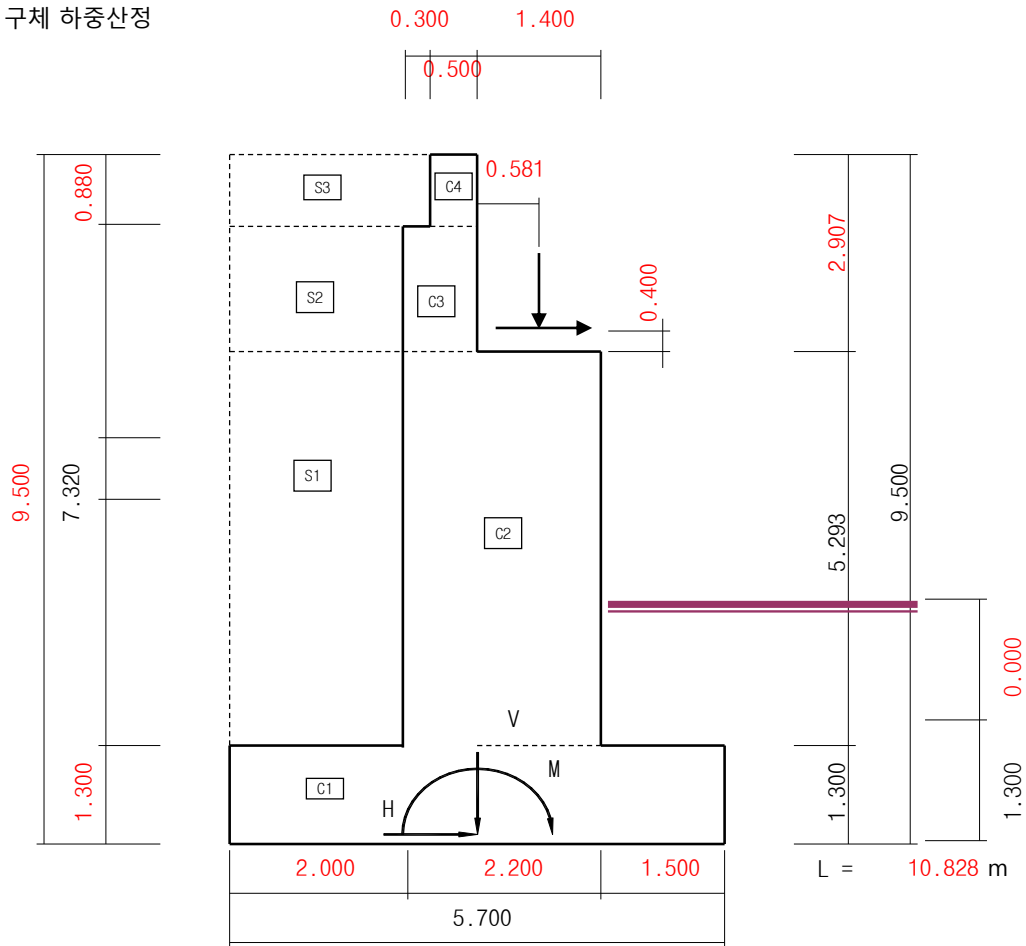
3) 결과 요약

구 분			보유성능	소요성능	S.F	판정
안정성 검토	수평변위		15.000	3.833	3.913	O.K
	연직 압축지지력		2032	1599	1.271	O.K
	연직 인발지지력		751	473	1.588	O.K
말뚝응력 검토	힘인장응력		210.000	49.641	4.230	O.K
	힘압축응력		210.000	156.416	1.343	O.K
	힘전단응력		120.000	13.319	9.010	O.K
단면검토	벽체	힘	15955	4417	3.612	O.K
		전단	11065	3615	3.061	O.K
	압굽	힘	12258	11145	1.100	O.K
		전단	11065	10479	1.056	O.K
	뒷굽	힘	12258	10017	1.224	O.K
		전단	11065	4757	2.326	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	80.235	25.00	2005.887	0.108	216.23	2.850	0.650	5716.778	140.553
	C2	174.374	25.00	4359.353	0.108	469.938	2.600	4.960	11334.317	2330.894
	C3	17.559	25.00	438.967	0.108	47.321	2.150	5.580	943.779	264.026
	C4	4.764	25.00	119.108	0.108	12.840	3.550	9.060	422.833	116.329
	소계	276.933		6923.315		746.333			18417.708	2851.801
뒷채움	S1	95.568	20.00	1911.359	0.108	206.044	2.500	4.960	4778.396	1021.980
	S2	43.897	20.00	877.934	0.108	94.641	4.700	8.620	4126.291	815.808
	S3	5.717	20.00	114.344	0.108	12.326	1.500	1.300	171.516	16.024
	소계	145.182		2903.636		313.012			9076.203	1853.813
총 계				9826.951		1059.345			27493.911	4705.614

※ 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	
수평진계수	$K_h = 0.5 \times F_a \times S$	-	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)	2153	1831					
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	$= 1/2 \times \gamma_1 \times H^2 \times K_{AE} \times L = 1/2 \times 20 \times 9.5 \times 0.3 \times 10.828$	2935.589908 kN
	단면검토시	$= 1/2 \times \gamma_1 \times H^2 \times K_{AE} \times L = 1/2 \times 20 \times 8.2 \times 0.3 \times 10.828$	2187.136459 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_1	$= q_1 \times B_{q1} = 108.28 \times 1.5$	162.42 kN

q_1 = 뒷채움 지표면의 상재하중 = 108.3 kN/m

B_{q1} = 상재하중 분포길이 = 1.5 m

X = 상재하중 작용 위치 = 4.95 m

④ 상부구조에 의한 하중산정

구 분	계 산 과 정	결 과
R_u	$= R \div (1 / \sin(90-\Theta)) = 3984 \div (1 / \sin(90-6.44))$	3959 kN/m

R = 교대상부 고정하중에 의한 연직반력의 총 합 = 3984 kN

⑤ 고정단 하부구조에 작용하는 관성력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
F_M	$= F_1 + F_2$	601.768 kN/m

f_s = 마찰계수 = 0.15

K_h = 설계 수평지진계수 = 0.108

F_1 = $R_u \times f_s \times K_h \times \cos(90-\Theta)$ = 7.918 kN

F_2 = $R_u \times f_s \times K_h \times \sin(90-\Theta)$ = 593.850 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	6923.315	746.333	-	-	18417.708	2851.801
뒷채움제	2903.636	313.012	-	-	9076.203	1853.813
배면토압	-	2935.590	-	4.750	-	13944.052
연직반력	3959.000	853.560	0.919	6.993	3638.321	5968.948
관성력	-	601.768	-	6.593	-	3967.456
하중조합	13785.951	5450.263	-	-	31132.232	28586.070

$$\begin{aligned}
 e \text{ (편심거리)} &= B / 2 - (M_V - M_H) / V \\
 &= 5.700 / 2 - (31132.232 - 28586.070) / 13785.951 \\
 &= 2.665 \text{ m} \\
 M &= V \times e = 13785.951 \times 2.665 = 36743.799 \text{ kN·m}
 \end{aligned}$$

2) 말뚝 제원

말뚝종류	직경(mm)	두께(mm)	부식(mm)	길이(m)
강관말뚝	508.0	12.0	2	14.600

3) 안정성 검토

(a) 말뚝의 허용연직지지력 산정

① 말뚝의 허용연직압축지지력(Ra)

구분	계산과정	결과
Ra	$\gamma/n \times R_u$	1926 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

$$R_u = q_d + U \times \sum (l_i \cdot f_i) = 3853 \text{ kN}$$

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	4.4	16	32	140.80
사질토	1.2	43	86	103.20
풍화토	9.0	50	100	900.00
$\sum(li \cdot fi) =$				1144.00

② 말뚝의 허용연직인발지지력(Pa)

구 분	계 산 과 정	결 과
Pa	$1/n \times P_u + W$	683 kN

Pa : 말뚝의 허용연직인발지지력

n : 안전율 (지진시 ; n = 3)

Pu : 말뚝의 극한인발력

$$P_u = U \times \sum(li \cdot fi) = 1826 \text{ kN}$$

W : 말뚝의 유효중량

$$= 74 \text{ kN}$$

(b) 말뚝의 스프링정수 산정

① 말뚝의 축방향 스프링정수(Kv)

구 분	계 산 과 정	결 과
Kv	$a \times A_p \times E_p / L$	145026 kN/m

	$a = 0.010 \times (L/D) + 0.36$	=	0.650	
do	: 부식을 고려한 지름	=	504	mm
Ap	: 말뚝의 순단면적	=	15519	mm ²
Ep	: 말뚝의 탄성계수	=	210000	N/mm ²
L	: 말뚝 길이	=	14600	mm

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

구 분	계 산 과 정	결 과
K1	$4EI\beta^3$	44064 kN/m
K2	$2EI\beta^2$	45877 kN/rad
K3	$2EI\beta^2$	45877 kN·m/m
K4	$2EI\beta$	95528 kN·m/rad

β	$= \sqrt[4]{[(kh \times D)/(4 \times E_p \times I_p)]}$	=	0.4802	m ⁻¹
kh	$= kh_0 \times (BH/0.3)^{-3/4}$	=	41657	kN/m ³
kh0	$= 1/0.3 \times \alpha \times E_o$	(지진시 $\alpha=2$) =	112000	kN/m ³
Eo	$= 2800 \times N$	(1/β 깊이에서의 N치) =	16800	kN/m ²
BH	$= \sqrt{(D/\beta)}$	(β상시 적용) =	1.1216	m
β상시	$= \sqrt[29]{[(\alpha \times E_o)^8 \times D^5]/(0.3^2 \times 2^{16} \times (E_p \times I_p)^8)}$	=	0.4038	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	0.263 < 1.000	강제취급

β	$= \sqrt[4]{(3 \times k)/(E \times h^3)}$	=	0.175	m ⁻¹
k	$= K_p = K_v \times (m \times n)/(B \times L)$	=	9399	kN/m ³
E	$= 8,500 \sqrt[3]{f_{cu}}$	=	13613	Mpa
λ	$= \text{Max}[l, b]$	=	1.500	m
h	= 직접기초의 두께	=	1.300	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	$A_{xx} \times \delta_x + A_{xy} \times \delta_y - A_{x\alpha} \times \alpha = V$	$\delta_x = 0.008053 \text{ m}$
	$A_{yx} \times \delta_x + A_{yy} \times \delta_y - A_{y\alpha} \times \alpha = H_{\text{교축}}$	$\delta_y = 0.003395 \text{ m}$
	$A_{\alpha x} \times \delta_x + A_{\alpha y} \times \delta_y - A_{\alpha\alpha} \times \alpha = M_{\text{교축}}$	$\alpha = 0.003491 \text{ rad}$
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}	$\sum (K_1 \cos^2 \theta_i + K_v \sin^2 \theta_i)$	1233803
A_{xy}, A_{yx}	$\sum (K_v - K_1) \sin \theta_i \cos \theta_i$	0
$A_{x\alpha}, A_{\alpha x}$	$\sum \{ (K_v - K_1) x_i \sin \theta_i \cos \theta_i - K_2 \cos \theta_i \}$	-1284554
A_{yy}	$\sum (K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)$	4060715
$A_{y\alpha}, A_{\alpha y}$	$\sum \{ (K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i) x_i + K_2 \sin \theta_i \}$	0
$A_{\alpha\alpha}$	$\sum \{ (K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i) x_i^2 + (K_2 + K_3) x_i \sin \theta_i + K_4 \}$	13486440

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	308451	0	-321139	1015179	0	5582162
2열	7	0.900	308451	0	-321139	1015179	0	1490992
3열	7	-0.400	308451	0	-321139	1015179	0	831125
4열	7	-2.200	308451	0	-321139	1015179	0	5582162

② 말뚝머리의 변위량 및 반력 산정

i) 교축방향

구 분	δ_{xi}	δ_{yi}	P_{Ni}	P_{Hi}	M_{ti}
1열	0.008053	0.011076	1606.336	194.652	-35.892
2열	0.008053	0.006537	948.075	194.652	-35.892
3열	0.008053	0.001998	289.813	194.652	-35.892
4열	0.008053	-0.004286	-621.625	194.652	-35.892

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	8.053	1.863	O.K
	연직압축지지력(kN)	1926	1606	1.199	O.K
	연직인발지지력(kN)	683	622	1.098	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	9.617245	-35.892	0.000	-194.652
2	1.460	3.394597	-154.780	-129.693	-0.458
3	2.920	0.207004	-108.493	-98.307	47.542
4	4.380	-0.678251	-44.157	-42.609	36.150
5	5.840	-0.565042	-6.779	-8.111	15.705
6	7.300	-0.261433	5.725	4.335	3.010
7	8.760	-0.059151	6.008	5.281	-1.582
8	10.220	0.019483	3.145	2.937	-1.940
9	11.680	0.029321	0.906	0.927	-1.081
10	13.140	0.017432	-0.087	-0.020	-0.342
11	14.600	0.006000	-0.289	-0.243	0.007

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

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

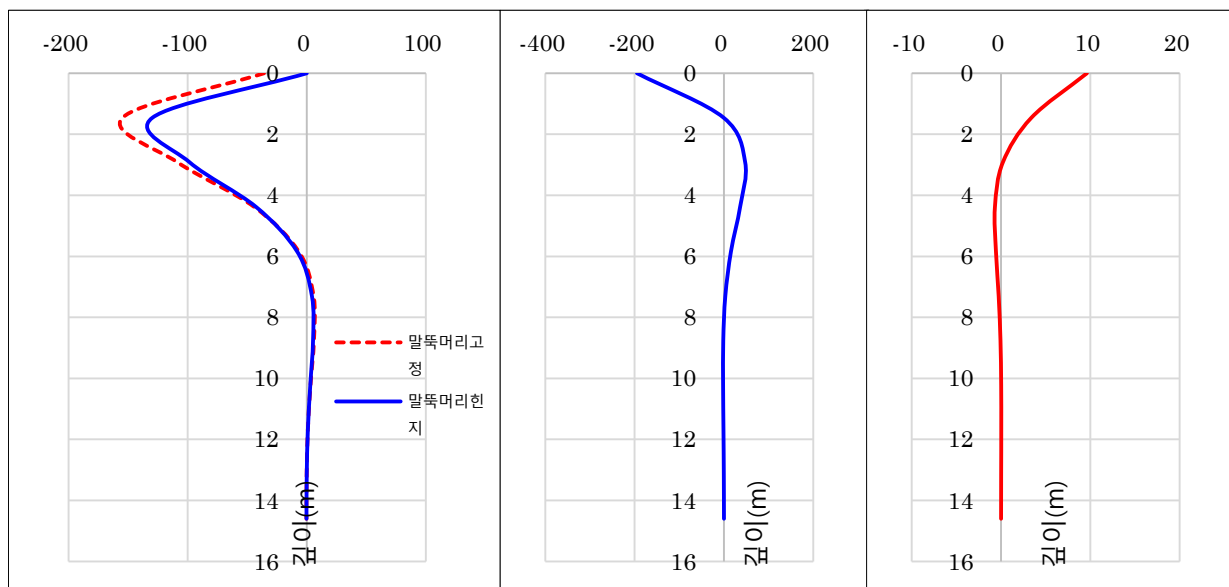
$$M_{힌지} = -(P_{Hi}/\beta) \times e^{-\beta x} \times \sin(\beta x)$$

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

$$P_{Hi} = 194.652 \quad \text{kN}$$

$$\beta = 0.480 \quad \text{m}^{-1}$$

$$ho = M_{ti} / P_{Hi} = 184.388 \quad \text{mm}$$



< 모멘트선도 >

< 전단력선도 >

< 변위선도 >

② 말뚝의 응력 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
말뚝머리 고정	$l_{mf} = 1/\beta \times \tan^{-1}[1/(1+2 \times \beta \times h_o)]$	1466 mm
	$M_{mf} = -(P_{Hi}/2\beta) \times \sqrt{[(1+2 \times \beta \times h_o)^2 + 1]} \times e^{-\beta \times l_{mf}}$	-154.782 kN·m
말뚝머리 힌지	$l_{mh} = \pi/(4 \times \beta)$	1635 mm
	$M_{mh} = -0.3224 \times (P_{Hi}/\beta)$	-130.675 kN·m
최대 부재력	$M_{max} = \max[M_{고정} , M_{힌지} , M_{mf} , M_{mh}]$	154.782 kN·m
	$S_{max} = S $	194.652 kN
말뚝 응력 검토	$f_t = 20.494 \leq 210.000$	O.K
	$f_c = 186.515 \leq 210.000$	O.K
	$f_s = 12.542 \leq 120.000$	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	2187.136	2187.136	0.650	1421.639
교대구체	746.333 kN	746.333	2.709	2022.120
관성력	601.768	601.768	0	0.000
단면력		3535.237		3443.759

여기서, 지진시 하중계수 : $\Phi = 1.0$

교대구체 수평력, H_i = 교대 기초부를 제외한 수평력 = 746.333 kN

$$M_o = \sum_{i=2}^6 ((H_i \times (Y_i - \text{교대기초}))) = 2022.12 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

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

② 단면력 검토

구분	계산과정	결과
휨	$\Phi M_n = 18438 \geq 3444$	O.K
전단	$\Phi V_n = 10167 \geq 3535$	O.K

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

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

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

$$b = 10828 \text{ mm} \quad d = 1150 \text{ mm}$$

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

- 휨 검토 1단 : D 29 - 86 ea

$$A_s = 55246 \text{ mm}^2$$

$$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 75.0 \text{ mm}$$

- 전단 검토

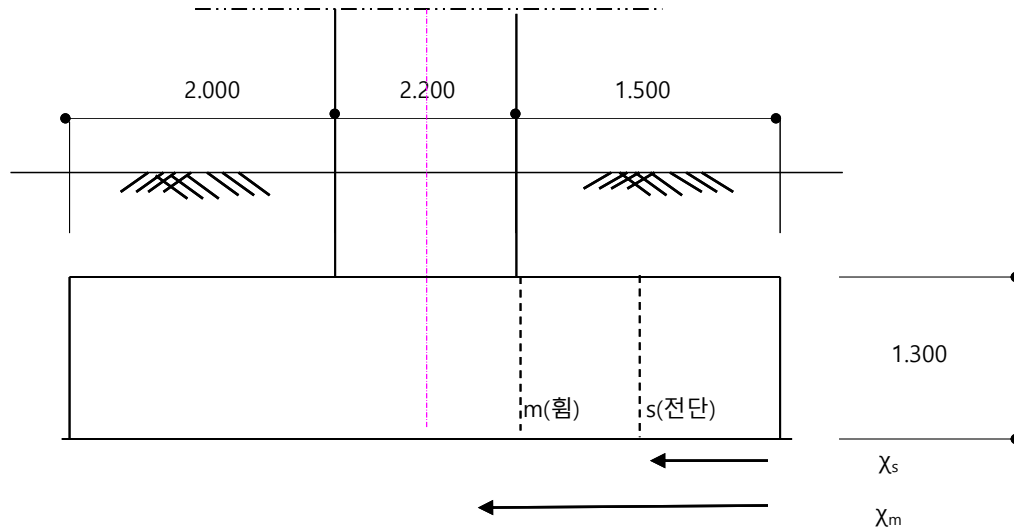
$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 10167 \text{ kN}$$

(b) 압굽의 단면검토

① 위험단면 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\chi_m =$	1.500 m
전단	$\chi_s = 1.500 - 1.150/2$	0.925 m

② 위험단면 산정



③ 말뚝의 반력

구 분	계 산 과 정			결 과
	P_{Ni}	$\times$	n	
R1	1606.336	$\times$	7	11244 kN
R2		$\times$		
R3		$\times$		
R4		$\times$		
R5		$\times$		

④ 단면력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
기초자중에 의한 단면력	$M_{기초} = H \times a \times \gamma_c \times a/2$	439 kN·m
	$V_{기초} = H \times b \times \gamma_c$	585 kN
말뚝에 의한 단 면력	$M_{말뚝} = R1 \times 0.850$	9558 kN·m
	$V_{말뚝} = R1$	11244 kN
기초의 단면력	$M_U = M_{말뚝} - M_{기초}$	9119 kN·m
	$V_U = V_{말뚝} - V_{기초}$	10659 kN

⑤ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\Phi M_n = 11259 \geq 9119$	O.K
전단	$\Phi V_n = 11675 \geq 10659$	O.K

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

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

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

$$b = 10828 \text{ mm} \quad d = 1150 \text{ mm}$$

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

- 휨 검토 1단 : D 22 - 86 ea

$$A_s = 33291 \text{ mm}^2$$

$$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 45.2 \text{ mm}$$

- 전단 검토 D 16 - 11 ea

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

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

$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 10167 \text{ kN}$$

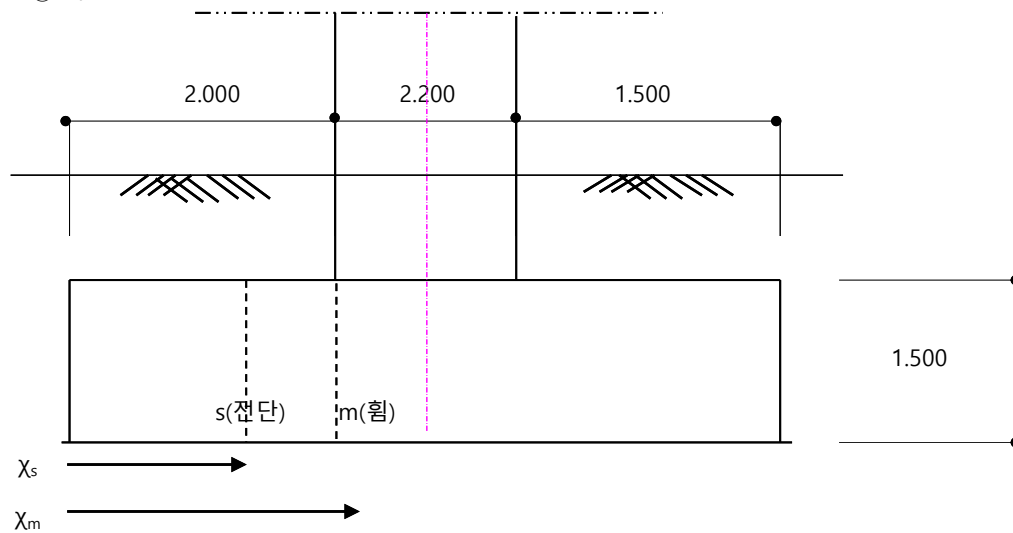
$$\Phi V_s = \Phi \times A_v \times f_y \times d / s = 1507 \text{ kN}$$

(C) 뒷굽의 단면검토

① 위험단면 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\chi_m =$	2.000 m
전단	$\chi_s = 2.000 - 1.150/2$	1.425 m

② 위험단면 산정



③ 말뚝의 반력

구 분	계 산 과 정			결 과
	P_{Ni}	$\times$	n	
R1	1606.336	$\times$	7	11244 kN
R2	948.075	$\times$	7	6637 kN
R3		$\times$		
R4		$\times$		
R5		$\times$		

H_{wall} :	기초 상면의 뒷채움 높이	=	8.200	m
$\sum V_i$:	뒷채움 연직하중	=	2903.636	kN
$X_{\text{뒷채움}}$		=	1.518	m
P_l :	지표면의 상재하중	=	162.420	kN
$X_{\text{상재}}$:	상재하중 작용위치	=	4.950	m

④ 단면력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
기초자중에 의한 단면력	$M_{기초} = H \times a \times \gamma_c \times a/2$	675 kN·m
	$V_{기초} = H \times b \times \gamma_c$	900 kN
뒷채움재에 의한 단면력	$M_{뒷채움} = \sum V_i \times (X_{뒷채움} - (B-a))$	-6336 kN·m
	$V_{뒷채움} = H_{wall} \times b \times \gamma_t$	3506 kN
상재하중에 의한 단면력	$M_{상재} = P_l \times (X_{상재} - (B-a))$	203 kN·m
	$V_{상재} = q_l \times b$	231 kN
말뚝에 의한 단면력	$M_{말뚝} = R_1 \times 1.350 + R_2 \times 0.050$	332 kN·m
	$V_{말뚝} = R_1$	11244 kN
계수 단면력	$M_U = M_{말뚝} - M_{뒷채움} - M_{기초} - M_{상재}$	5790 kN·m
	$V_U = V_{말뚝} - V_{뒷채움} - V_{기초} - M_{상재}$	6607 kN

⑤ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\Phi M_n = 11259 \geq 5790$	O.K
전단	$\Phi V_n = 10167 \geq 6607$	O.K

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

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

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

$$b = 10828 \text{ mm} \quad d = 1150 \text{ mm}$$

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

- 휨 검토 1단 : D 22 - 86 ea

$$A_s = 33291 \text{ mm}^2$$

$$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 45.2 \text{ mm}$$

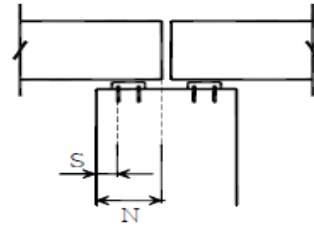
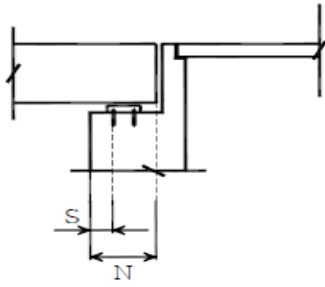
- 전단 검토

$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 10167 \text{ kN}$$

3) 결과 요약

구 분			보유성능	소요성능	S.F	판정
안정성 검토	수평변위		15.000	8.053	1.863	O.K
	연직 압축지지력		1926	1606	1.199	O.K
	연직 인발지지력		683	622	1.098	O.K
말뚝응력 검토	힘인장응력		210.000	20.494	10.247	O.K
	힘압축응력		210.000	186.515	1.126	O.K
	힘전단응력		120.000	12.542	9.568	O.K
단면검토	벽체	힘	18438	3444	5.354	O.K
		전단	10167	3535	2.876	O.K
	압굽	힘	11259	9119	1.235	O.K
		전단	11675	10659	1.095	O.K
	뒷굽	힘	11259	5790	1.945	O.K
		전단	10167	6607	1.539	O.K

8. 지지길이평가



8.1 교대 1

1) 보유성능 : 교각의 받침지지길이 N_C

- $N_C = 1311.00 \text{ mm}$

2) 소요성능 N_D

- $N_D = \text{MAX}[\text{응답변위}, N_{\min}] = \text{MAX}[3.55, 329.97] = 329.97 \text{ mm}$

- $N_{\min} = (200 + 1.67L + 6.66H) * (1 + 0.000125\theta^2) = 329.97 \text{ mm}$

- $L = 52.00 \text{ m}$ (연속경간장)

- $H = 6.174 \text{ m}$ (총 교각 유효높이 평균길이)

- $\theta = 7.0^\circ$ (사각)

3) 평가

- $\frac{N_C}{N_D} = \frac{1311}{330} = 3.970 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$

8.2 교대 2

1) 보유성능 : 교각의 받침지지길이 N_C

- $N_C = 1324.00 \text{ mm}$

2) 소요성능 N_D

- $N_D = \text{MAX}[\text{응답변위}, N_{\min}] = \text{MAX}[1.55, 323.76] = 323.76 \text{ mm}$

- $N_{\min} = (200 + 1.67L + 6.66H) * (1 + 0.000125\theta^2) = 323.76 \text{ mm}$

- $L = 52.00 \text{ m}$ (연속경간장)

- $H = 5.293 \text{ m}$ (총 교각 유효높이 평균길이)

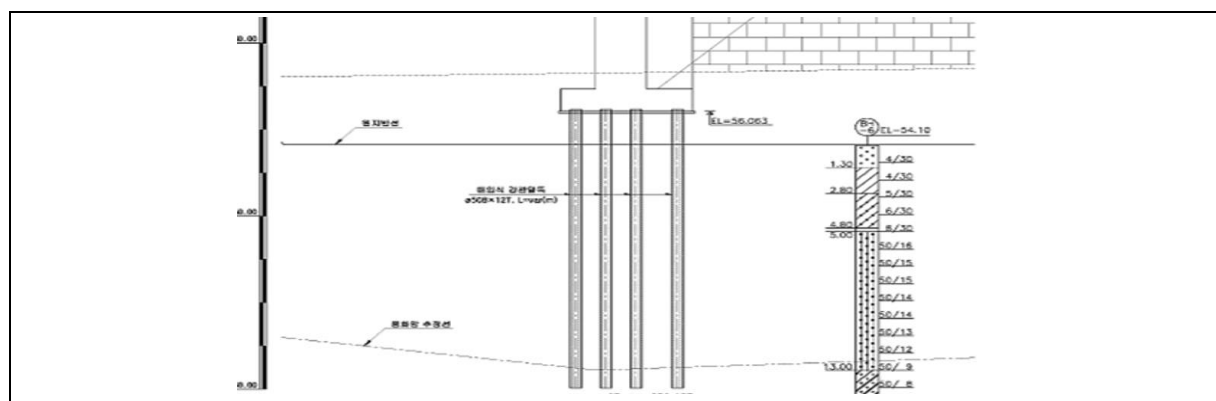
- $\theta = 6.44^\circ$ (사각)

3) 평가

- $\frac{N_C}{N_D} = \frac{1324}{324} = 4.090 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$

수량명 : 응암1교

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		

[illegible]

응암1교

- 교량명 : 응암1교
- 보링 위치 : -
- 지반 등급 : S3
- 지하수위 : 2m
- 지반정보

○ ER : 65
○ 단위중량

구분	사질토	자갈층	풍화토	풍화암
단위종량	19.5	19.5	19.5	21.5

- 액상화 예비평가 및 본평가

[illegible]

- 액상화 본평가

[illegible]