

교 량 내 진 성 능 평 가

응암2교(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)	교축	2,730	1,933	1.412	O.K
			교직	1,560	967	1.614	O.K
		앵커볼트 (kN)	교축	2,101	967	2.173	O.K
			교직	2,101	967	2.173	O.K
		콘크리트 (kN)	교축	6,862	1,933	3.549	O.K
			교직	911	967	0.943	N.G
	안정성 검토	수평변위		15.000	3.753	3.997	O.K
		연직 압축지지력		1,808	1,355	1.335	O.K
		연직 인발지지력		583.6	493.0	1.184	O.K
	말뚝 응력 검토	휨인장응력		210.0	39.5	5.314	O.K
		휨압축응력		210.0	135.1	1.555	O.K
		휨전단응력		120.0	11.0	10.901	O.K
	단면 검토	벽체	휨	18,653	3,499	5.331	O.K
			전단	10,291	3,564	2.888	O.K
		앞굽	휨	11,391	9,285	1.227	O.K
			전단	10,291	10,233	1.006	O.K
		뒷굽	휨	11,391	5,648	2.017	O.K
			전단	10,291	6,330	1.626	O.K
	지지길이(mm)		교축	1,340	327	4.098	O.K

- 교대 2

A 2	구분			보유성능	소요성능	평가	
	받침부	본체 (kN)	교직	1,170	967	1.210	O.K
		앵커볼트 (kN)	교직	2,101	967	2.173	O.K
		콘크리트 (kN)	교직	824	967	0.853	N.G
	안정성 검토	수평변위		15.000	2.508	5.981	O.K
		연직 압축지지력		1,947	1,276	1.526	O.K
		연직 인발지지력		681.7	195.9	3.480	O.K
	말뚝 응력 검토	휨인장응력		210.0	40.4	5.198	O.K
		휨압축응력		210.0	124.1	1.693	O.K
		휨전단응력		120.0	11.5	10.480	O.K
	단면 검토	벽체	휨	7,726	2,654	2.911	O.K
			전단	9,396	2,500	3.758	O.K
		앞굽	휨	10,380	7,305	1.421	O.K
			전단	10,773	9,706	1.110	O.K
		뒷굽	휨	7,726	5,038	1.534	O.K
			전단	9,396	5,602	1.677	O.K
	지지길이(mm)		교축	1,325	321	4.128	O.K

1. 개요

1.1 교량현황

내진성능평가대상 교량현황			
교량명	응암2교(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

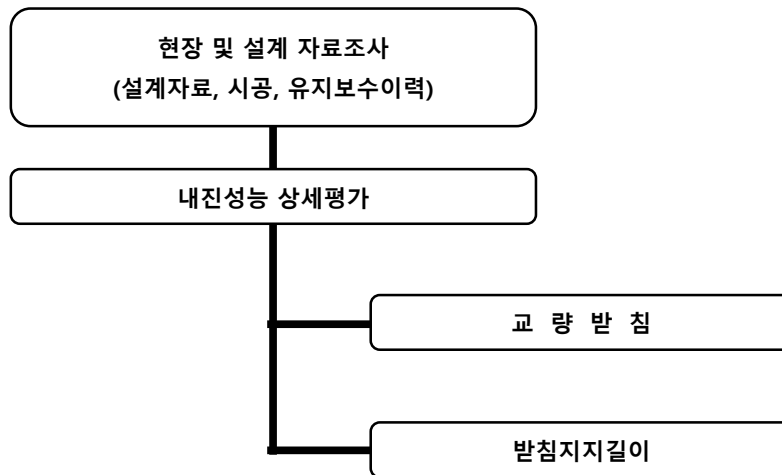
1) 내진성능상세평가 방법

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)

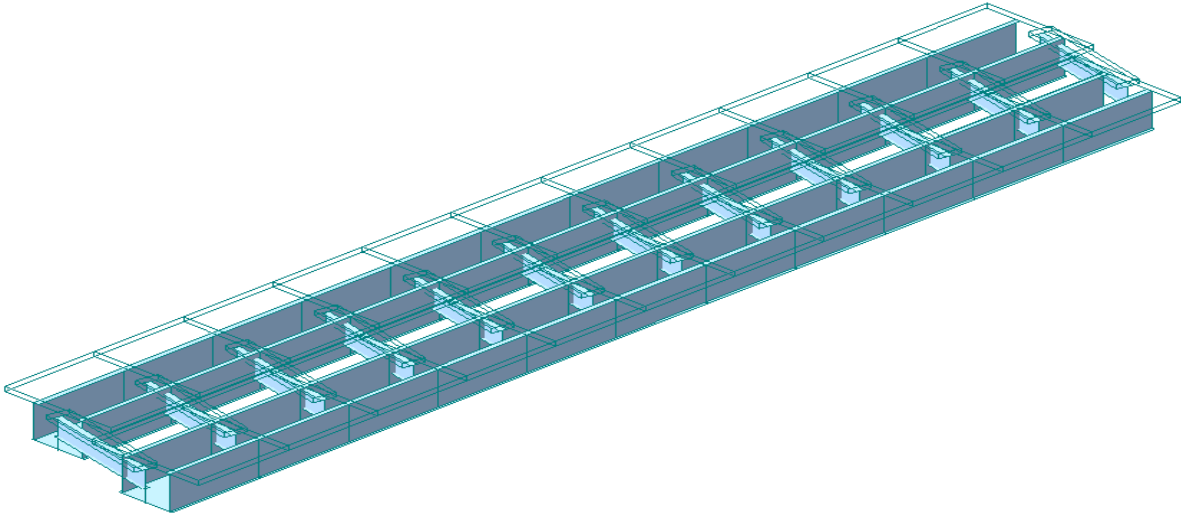
기존 시설물(교량) 내진성능 평가요령(국토교통부, 한국시설안전공단, 2019)

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

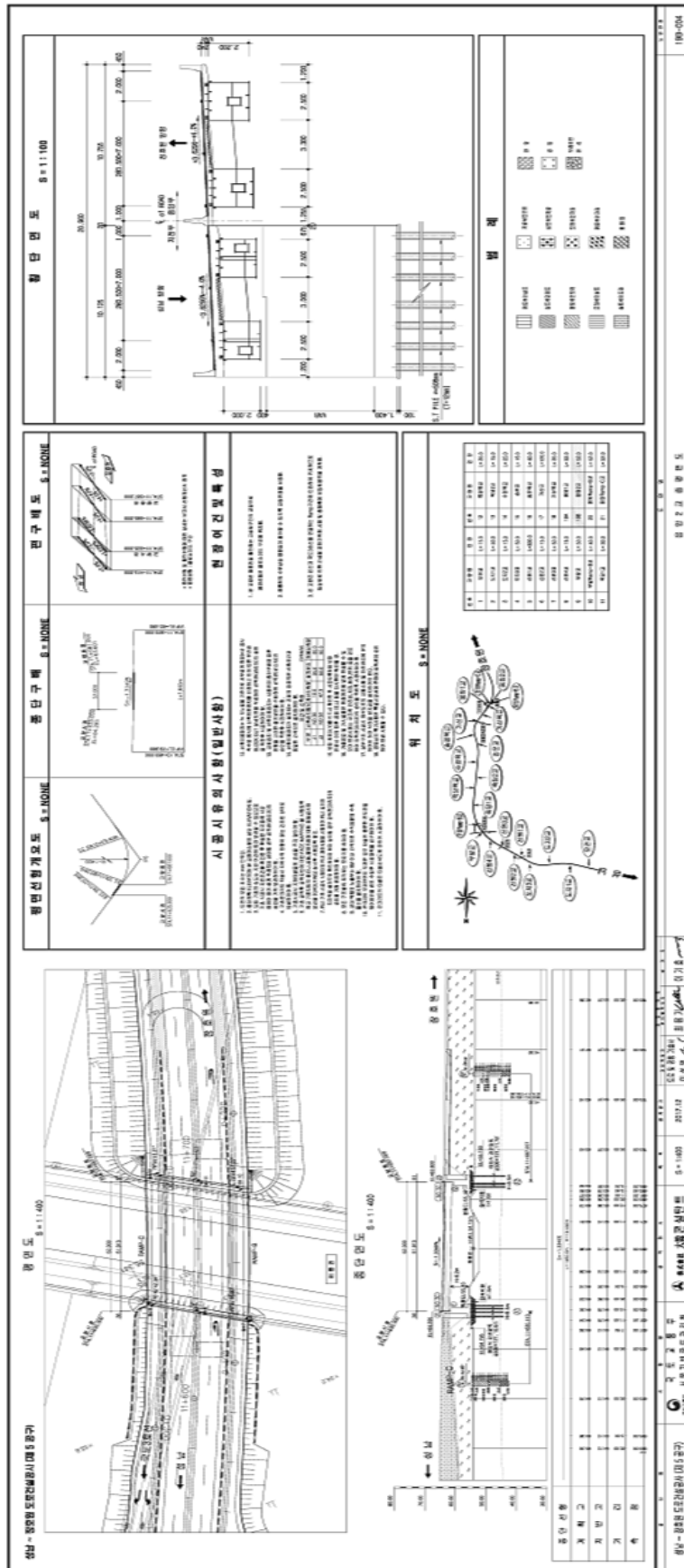
- 1차 고정하중 : Midas Civil 구조해석 프로그램에서 Self Weight 자동으로 계산
- 구조계산서 반력집계 적용

구 분		합성 전 고정하중		합성 후 고정하중	총 고정하중
		Steel+HD	Slab		
A1	G1	715.753	1148.590	557.738	2422.081
	G2	428.305	808.420	360.398	1597.123
A2	G1	371.515	672.282	385.201	1428.998
	G2	776.264	1299.160	532.707	2608.131

$$\begin{aligned}
 G1 \sum &= 3851.079 \text{ kN} \\
 G1 : \text{Beam Load} &= 74.06 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

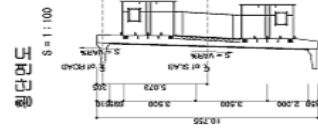
$$\begin{aligned}
 G2 \sum &= 4205.254 \text{ kN} \\
 G2 : \text{Beam Load} &= 80.87 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

2.3 설계도면 자료

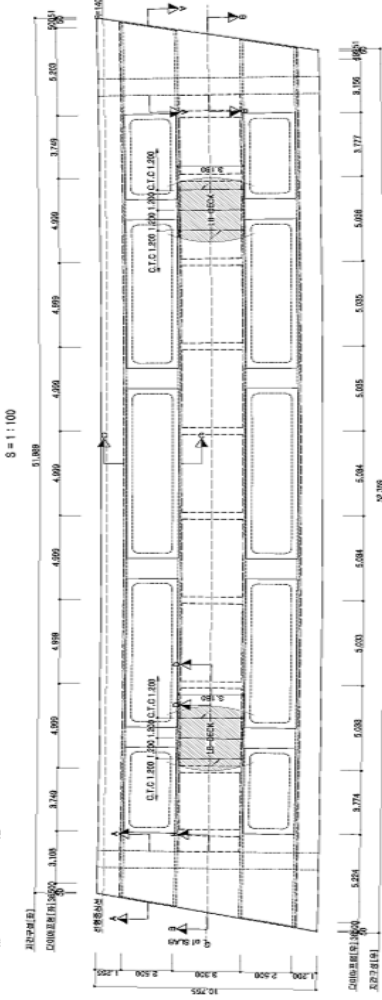


응암2교 슬래브 일반도(1)
[장호원 방향]

- ◆설 계 법 : 강도 설계 법
- ◆콘크리트 설계 기준 강도 : $f_{ck} = 27 \text{ MPa}$
- ◆철근 압축 강도 : $f_y = 400 \text{ MPa}$
- ◆설 계 하 중 : $100\text{-}20, \text{DL}-24$



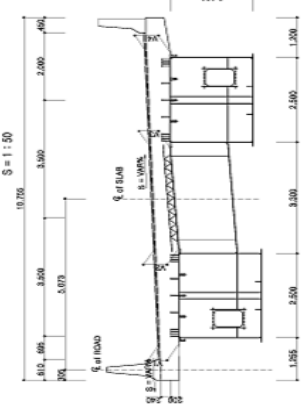
나
가
고



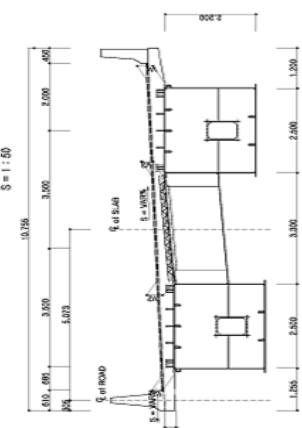
॥
ॐ
ॐ
ॐ



도원면도상세도
(단위:cm)



(부록)
월드뱅크 상수도

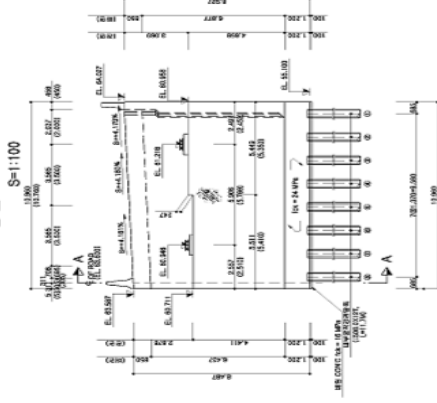


STATION	변위량		수평변위량				
	전하	후하	V1	V2	V3	V4	V5
11140452506	-3.654	3.656	0.02	0.512	0.402	0.512	
11140452507	-3.657	3.659	0.018	0.513	0.403	0.513	
11140452508	-3.660	3.662	0.016	0.514	0.404	0.514	
11140452509	-3.663	3.665	0.014	0.515	0.405	0.515	
11140452510	-3.666	3.668	0.012	0.516	0.406	0.516	
11140452511	-3.669	3.671	0.010	0.517	0.407	0.517	
11140452512	-3.672	3.674	0.008	0.518	0.408	0.518	
11140452513	-3.675	3.678	0.006	0.519	0.409	0.519	
11140452514	-3.678	3.681	0.004	0.520	0.410	0.520	0.518
11140452515	-3.681	3.683	0.002	0.521	0.411	0.521	0.519
11140452516	-3.684	3.687	0.000	0.522	0.412	0.522	0.520
11140452517	-3.687	3.690	0.000	0.523	0.413	0.523	0.521
11140452518	-3.690	3.693	0.000	0.524	0.414	0.524	0.522
11140452519	-3.693	3.696	0.000	0.525	0.415	0.525	0.523
11140452520	-3.696	3.699	0.000	0.526	0.416	0.526	0.524
11140452521	-3.699	3.702	0.000	0.527	0.417	0.527	0.525
11140452522	-3.702	3.705	0.000	0.528	0.418	0.528	0.526
11140452523	-3.705	3.708	0.000	0.529	0.419	0.529	0.527
11140452524	-3.708	3.711	0.000	0.530	0.420	0.530	0.528
11140452525	-3.711	3.714	0.000	0.531	0.421	0.531	0.529
11140452526	-3.714	3.717	0.000	0.532	0.422	0.532	0.530
11140452527	-3.717	3.720	0.000	0.533	0.423	0.533	0.531
11140452528	-3.720	3.723	0.000	0.534	0.424	0.534	0.532
11140452529	-3.723	3.726	0.000	0.535	0.425	0.535	0.533
11140452530	-3.726	3.729	0.000	0.536	0.426	0.536	0.534
11140452531	-3.729	3.732	0.000	0.537	0.427	0.537	0.535
11140452532	-3.732	3.735	0.000	0.538	0.428	0.538	0.536
11140452533	-3.735	3.738	0.000	0.539	0.429	0.539	0.537
11140452534	-3.738	3.741	0.000	0.540	0.430	0.540	0.538
11140452535	-3.741	3.744	0.000	0.541	0.431	0.541	0.539
11140452536	-3.744	3.747	0.000	0.542	0.432	0.542	0.540
11140452537	-3.747	3.750	0.000	0.543	0.433	0.543	0.541
11140452538	-3.750	3.753	0.000	0.544	0.434	0.544	0.542
11140452539	-3.753	3.756	0.000	0.545	0.435	0.545	0.543
11140452540	-3.756	3.759	0.000	0.546	0.436	0.546	0.544
11140452541	-3.759	3.762	0.000	0.547	0.437	0.547	0.545
11140452542	-3.762	3.765	0.000	0.548	0.438	0.548	0.546
11140452543	-3.765	3.768	0.000	0.549	0.439	0.549	0.547
11140452544	-3.768	3.771	0.000	0.550	0.440	0.550	0.548
11140452545	-3.771	3.774	0.000	0.551	0.441	0.551	

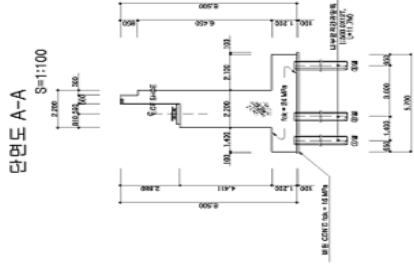
표치수변

[illegible]

정면도



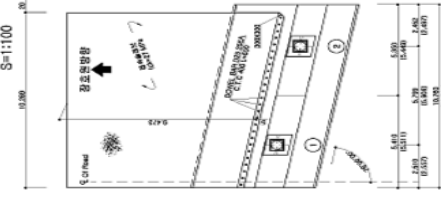
단면도 A-A



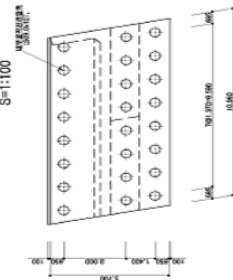
남개벽(우측)



평면도



기초 평면도



일련격리 타이틀

구분	1	2	3	4	5	6	7	8
구분	11700	11700	11700	11700	11700	11700	11700	11700
구분	11700	11700	11700	11700	11700	11700	11700	11700
구분	11700	11700	11700	11700	11700	11700	11700	11700

연단거리 타이틀

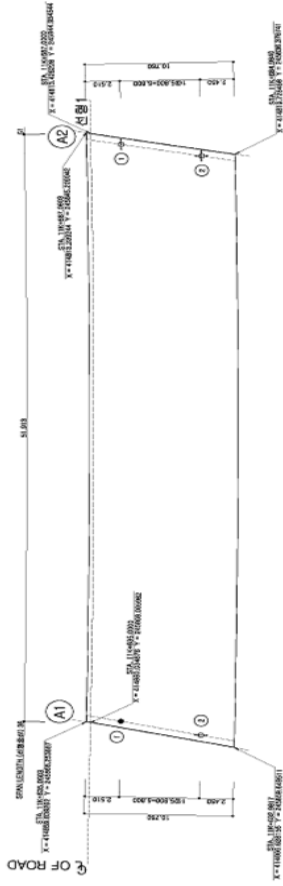
구분	연단거리	구분	연단거리
구분	11700	구분	11700
구분	11700	구분	11700
구분	11700	구분	11700

NOTE

- 본 도면은 정호원 도로건설공사 (제 5 공구)에 대한 것으로, 본 도면의 내용을 변경할 수 없습니다.
- 본 도면은 정호원 도로건설공사 (제 5 공구)에 대한 것으로, 본 도면의 내용을 변경할 수 없습니다.
- 본 도면은 정호원 도로건설공사 (제 5 공구)에 대한 것으로, 본 도면의 내용을 변경할 수 없습니다.
- 본 도면은 정호원 도로건설공사 (제 5 공구)에 대한 것으로, 본 도면의 내용을 변경할 수 없습니다.
- 본 도면은 정호원 도로건설공사 (제 5 공구)에 대한 것으로, 본 도면의 내용을 변경할 수 없습니다.
- 본 도면은 정호원 도로건설공사 (제 5 공구)에 대한 것으로, 본 도면의 내용을 변경할 수 없습니다.
- 본 도면은 정호원 도로건설공사 (제 5 공구)에 대한 것으로, 본 도면의 내용을 변경할 수 없습니다.
- 본 도면은 정호원 도로건설공사 (제 5 공구)에 대한 것으로, 본 도면의 내용을 변경할 수 없습니다.
- 본 도면은 정호원 도로건설공사 (제 5 공구)에 대한 것으로, 본 도면의 내용을 변경할 수 없습니다.
- 본 도면은 정호원 도로건설공사 (제 5 공구)에 대한 것으로, 본 도면의 내용을 변경할 수 없습니다.

성남 ~ 장호원 도로건설공사 (제 5 공구)

응암2교 받침배치도(2)
[장호원 방향]



크리스티안 뮐러의 삶

年 度	計 画	計 画	計 画	実 績
2000 年	2880 円	0	0	0
	固定費(元)	0	1	1
	経費(元)	0	0	0
	経費(元)	0	0	0
	経費(元)	0	0	0
2001 年	2880 円	1	1	1
	固定費(元)	0	0	0
	経費(元)	0	0	0
	経費(元)	0	0	0
	経費(元)	0	0	0
2002 年	2880 円	1	1	1
	固定費(元)	0	0	0
	経費(元)	0	0	0
	経費(元)	0	0	0
	経費(元)	0	0	0
2003 年	2880 円	0	0	0
	固定費(元)	0	0	0
	経費(元)	0	0	0
	経費(元)	0	0	0
	経費(元)	0	0	0
2004 年	2880 円	0	1	1
	固定費(元)	0	0	0
	経費(元)	0	1	1
	経費(元)	0	0	0
	経費(元)	0	0	0

표준량 기준

[illegible]॥
५०

漢字	漢文
漢文	漢字
漢文	漢字
漢文	漢字

[illegible]

반침배치도

3. 고정하중에 대한 해석

3.1 받침 반력

구분	받침 번호	고정하중 (kN)	받침용량 (kN)	판정	수평용량 (kN)	전단 스프링계수 (kN/m)
A1	1	2240.3	4,000	O.K	1560.0	-
	2	1702.7	3,000	O.K	1170.0	-
A2	1	1529.4	3,000	O.K	1170.0	-
	2	2413.6	4,500	O.K	-	-

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

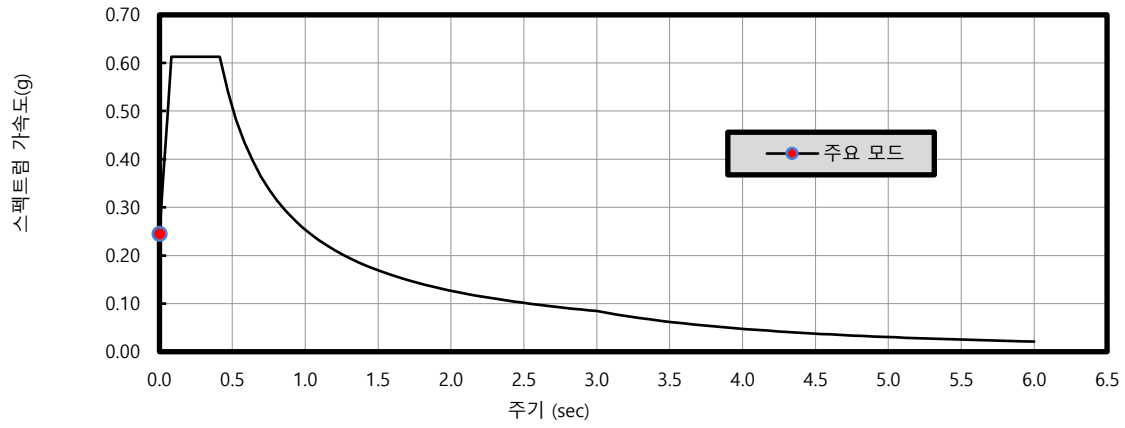
4.3 지반분류

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)

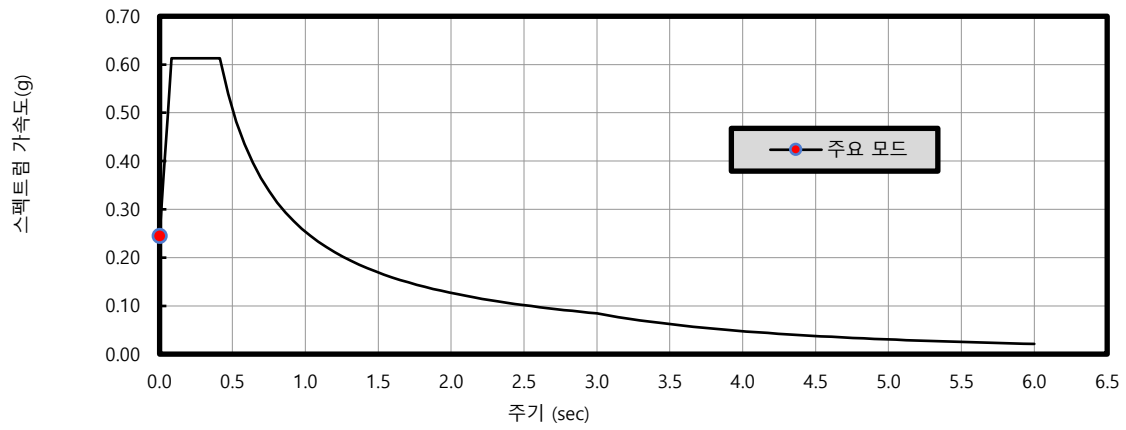
지반종류	단주기지반증폭계수, Fa			장주기지반증폭계수, Fv		
	S ≤ 0.1	S = 0.2	S = 0.3	S ≤ 0.1	S = 0.2	S = 0.3
S2	1.4	1.4	1.3	1.5	1.4	1.3
S3	1.7	1.5	1.3	1.7	1.6	1.5
S4	1.6	1.4	1.2	2.2	2.0	1.8
S5	1.8	1.3	1.3	3.0	2.7	2.4

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	1933.378	966.689
교대 2	0.000	966.689

6. 받침부 평가 (교대)

6.1 교대 A1

6.1.1 받침본체 검토

(1) 받침 1기당 횡방향 저항용량(f_B)

- 교축방향

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

- 교직방향

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

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

- 교축방향

$$\begin{aligned} F_{BC1} &= 1,560.00 \times 1 = 1,560.00 \text{ kN} \\ &= 1,170.00 \times 1 = 1,170.00 \text{ kN} \end{aligned}$$

- 교직방향

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

(3) 소요성능 : 받침부 평가지진력 F_{BD}

- 교축방향

$$F_{BD} = [V]_{\text{comb}} = 1,933.38 \text{ kN}$$

- 교직방향

$$F_{BD} = [V]_{\text{comb}} = 966.69 \text{ kN}$$

(4) 받침본체 내진성능평가

- 교축방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{2,730.00}{1,933.38} = 1.412 > 1.0 \quad \text{OK}$$

- 교축직각방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{1,560.00}{966.69} = 1.614 > 1.0 \quad \text{OK}$$

6.1.2 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}	=	5292	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	1,971			=	781	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	1,971			=	781	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	=	1933.38 / 2	=	967	kN
교직방향:	F_{ASDT}	=	F_{BDT} / n^T	=	966.69 / 1	=	967	kN

3) 평가

교축방향	$\frac{V_{saL}}{F_{ASDL}}$	=	$\frac{2,101}{967}$	=	2.173	>	1.0	OK
교직방향	$\frac{V_{saT}}{F_{ASDT}}$	=	$\frac{2,101}{967}$	=	2.173	>	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

$$C_{a1} = 1,022 \quad mm$$

$$C_{a1}' = 1,022 \quad mm$$

$$C_{a2} = 2,288 \quad mm$$

$$C_{a2}' = 2,288 \quad mm$$

$$S_L = 450 \quad mm$$

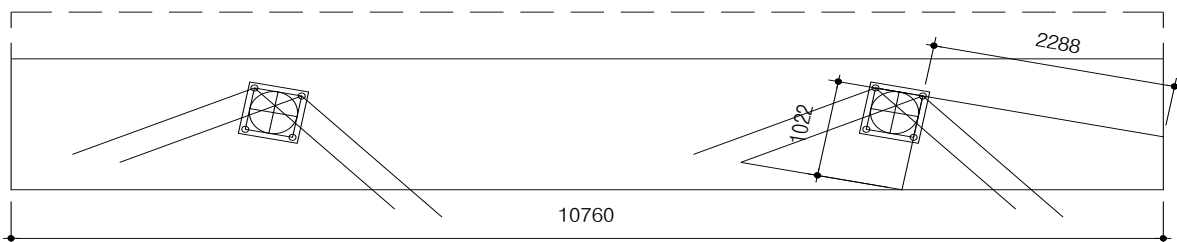
$$1.5C_{a1} = 1,533 \quad mm$$

$$S_T = 450 \quad mm$$

$$h_{cop} = 5,292 \quad mm$$

$$h_a = \min[h_{cop}, 1.5C_{a1}] = 1,533 \quad mm$$

$$\text{투영길이} = 10,760 \quad mm$$



'- 파괴선이 겹치므로 전체받침 앵커그룹으로 저항

$$A_{vc} = 16,495,080 \text{ mm}^2$$

$$A_{vco} = 4.5 C_{a1}^2 = 4.5 \times 1022^2 = 4,700,178 \text{ mm}^2$$

$$\text{check } A_{vc} < n A_{vco} = 16,495,080 < 4 \times 4,700,178 = 18,800,712 \text{ mm}^2$$

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

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

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

$$= 0.6 \frac{270^{0.2}}{90} \times \sqrt{90} \times \sqrt{24} \times 1022^{1.5}$$

$$= 1,134.96 \text{ kN}$$

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

$$V_{b2} = 3.7 \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5} = 3.7 \times \sqrt{24} \times 1,022^{1.5} = 592.221 \text{ kN}$$

$$\therefore V_b = \text{MIN} [1,134.96, 592.221] = 592.221 \text{ kN}$$

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

$$= \frac{16,495,080}{4,700,178} \times 1.000 \times 1.200 \times 1.000 \times 1,135 = 4,780 \text{ kN}$$

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

$$\therefore V_{cbg}^L = \text{min} [6,861.577, 7647.510] = 6861.577 \text{ kN}$$

② 교직방향

$$C_{a1} = 2,738 \text{ mm}$$

$$C_{a1}' = 2,738 \text{ mm}$$

$$C_{a2} = 572 \text{ mm}$$

$$C_{a2}' = 572 \text{ mm}$$

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

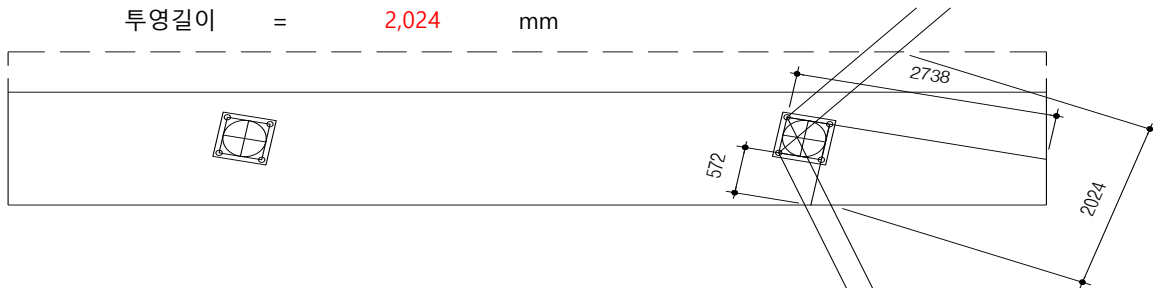
$$1.5C_{a1} = 4,107 \text{ mm}$$

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

$$h_{cop} = 5,292 \text{ mm}$$

$$h_a = \text{min}[h_{cop}, 1.5C_{a1}] = 4,107 \text{ mm}$$

$$\text{투영길이} = 2,024 \text{ mm}$$



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

$$1\text{면} \quad C_{a1} = 2,738 \text{ mm} < 1.5C_{a1} = 4,107 \text{ mm}$$

$$2\text{면} \quad C_{a2}' = 572 \text{ mm} < 1.5C_{a1} = 4,107 \text{ mm}$$

$$3\text{면} \quad h_{\text{cop}} = 5,292 \text{ mm} > 1.5C_{a1} = 4,107 \text{ mm}$$

- 연단거리 재산정 불필요

$$A_{vc} = 8,312,568 \text{ mm}^2$$

$$A_{vco} = 4.5C_{a1}^2 = 4.5 \times 2,738^2 = 33,734,898 \text{ mm}^2$$

$$\text{check } A_{vc} < n A_{vco} = 8,312,568 < 2 \times 33,734,898 = 67,469,796 \text{ mm}^2$$

$$\Phi_{ed,v} = 0.742$$

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

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

$$= 0.6 \frac{270^{0.2}}{90} \times \sqrt{90} \times \sqrt{24} \times 2,738^{1.5}$$

$$= 4,976.83 \text{ kN}$$

$$V_{b2} = 3.7 \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5} = 3.7 \times \sqrt{24} \times 2,738^{1.5} = 2,596.914 \text{ kN}$$

$$\therefore V_b = \text{MIN} [4,976.83, 2,596.914] = 2,596.914 \text{ kN}$$

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

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

$$= \frac{8,312,568}{33,734,898} \times 0.742 \times 1.200 \times 1.000 \times 2,597 = 570 \text{ kN}$$

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

$$\therefore V_{\text{cbg}}^T = \text{min} [1,610.543, 911.362] = 911.362 \text{ kN}$$

2) 소요성능 : 앵커부 요구성능

$$\text{교축방향: } F_{AC,DL} = 967 \times 2 = 1,933 \text{ kN}$$

$$\text{교직방향: } F_{AC,DT} = 967 \times 1 = 967 \text{ kN}$$

3) 평가

$$\text{교축방향} \quad \frac{V_{\text{cbgL}}}{F_{AC,DL}} = \frac{6,862}{1,933} = 3.549 > 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\text{교직방향} \quad \frac{V_{\text{cbgT}}}{F_{AC,DT}} = \frac{911}{967} = 0.943 < 1.0 \quad \text{NG}$$

(4) 콘크리트 프라이 아웃 파괴

받침에 고정하중에 의한 압축력이 작용하는 경우

콘크리트 프라이아웃 파괴는 발생하지 않으므로 검토하지 아니한다.

$$\text{받침부의 유효수직력 } 0.88D = 0.88 \times 1971.480 = 1734.9024 \text{ kN}$$

$$\text{교축방향: } 0.25V_{\text{pry,ec}}^L = 686 \times 0.25 = 171.539425 \text{ kN} \leq 0.88D$$

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

$$\text{교직방향: } 0.25V_{\text{pry,ec}}^T = 911 \times 0.25 = 227.8405 \text{ kN} \leq 0.88D$$

∴ 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	1,933	1.412	OK
		교직	1,560	967	1.614	OK
	앵커볼트	교축	2,101	967	2.173	OK
		교직	2,101	967	2.173	OK
	콘크리트	교축	6,862	1,933	3.549	OK
		교직	911	967	0.943	NG

6. 받침부 평가 (교대)

6.2 교대 A2

6.2.1 받침본체 검토

(1) 받침 1기당 횡방향 저항용량(f_B)

- 교직방향

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

(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

$$F_{BD} = [V]_{comb} = 966.69 \text{ kN}$$

(4) 받침본체 내진성능평가

- 교축직각방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{1,170.00}{966.69} = 1.210 > 1.0 \quad \text{OK}$$

6.2.2 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}	=	4411	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	1,971			=	781	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	=	966.69 / 1	=	967	kN
-------	------------	---	-----------------	---	------------	---	-----	----

3) 평가

교직방향	$\frac{V_{saT}}{F_{ASDT}}$	=	$\frac{2,101}{967}$	=	2.173	>	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

$$C_{a1} = 2,274 \text{ mm}$$

$$C_{a1}' = 2,274 \text{ mm}$$

$$C_{a2} = 589 \text{ mm}$$

$$C_{a2}' = 589 \text{ mm}$$

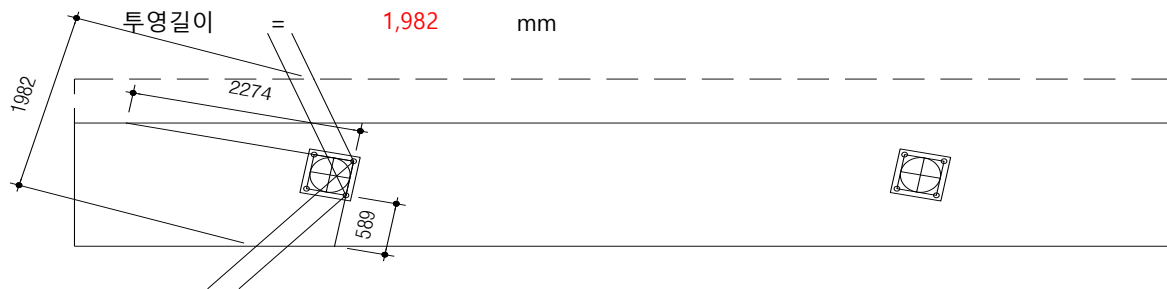
$$S_L = 395 \text{ mm}$$

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

$$h_{cop} = 4,411 \text{ mm}$$

$$1.5C_{a1} = 3,411 \text{ mm}$$

$$h_a = \min[h_{cop}, 1.5C_{a1}] = 3,411 \text{ mm}$$



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

$$1\text{면} \quad C_{a1} = 2,274 \text{ mm} < 1.5C_{a1} = 3,411 \text{ mm}$$

$$2\text{면} \quad C_{a2}' = 589 \text{ mm} < 1.5C_{a1} = 3,411 \text{ mm}$$

$$3\text{면} \quad h_{cop} = 4,411 \text{ mm} > 1.5C_{a1} = 3,411 \text{ mm}$$

- 연단거리 재산정 불필요

$$A_{vc} = 6,760,602 \text{ mm}^2$$

$$A_{vco} = 4.5C_{a1}^2 = 4.5 \times 2,274^2 = 23,269,842 \text{ mm}^2$$

$$\text{check } A_{vc} < n A_{vco} = 6,760,602 < 2 \times 23,269,842 = 46,539,684 \text{ mm}^2$$

$$\Phi_{ed,v} = 0.752$$

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

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

$$= 0.6 \frac{270^{0.2}}{90} \times \sqrt{90} \times \sqrt{24} \times 2,274^{1.5}$$

$$= 3,766.93 \text{ kN}$$

$$V_{b2} = 3.7 \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5} = 3.7 \times \sqrt{24} \times 2,274^{1.5} = 1965.590 \text{ kN}$$

$$\therefore V_b = \text{MIN} [3,766.93, 1965.590] = 1,965.590 \text{ kN}$$

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

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

$$= \frac{6,760,602}{23,269,842} \times 0.752 \times 1.200 \times 1.000 \times 1966 = 515 \text{ kN}$$

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

$$\therefore V_{cbg}^T = \text{min} [1,556.137, 824.309] = 824.309 \text{ kN}$$

2) 소요성능 : 앵커부 요구성능

$$\text{교직방향: } F_{AC,DT} = 967 \times 1 = 967 \text{ kN}$$

3) 평가

$$\text{교직방향} \quad \frac{V_{cbgT}}{F_{AC,DT}} = \frac{824}{967} = 0.853 < 1.0 \quad \text{NG}$$

(4) 콘크리트 프라이 아웃 파괴

받침에 고정하중에 의한 압축력이 작용하는 경우

콘크리트 프라이아웃 파괴는 발생하지 않으므로 검토하지 아니한다.

$$\text{받침부의 유효수직력 } 0.88D = 0.88 \times 1971.485 = 1734.9068 \text{ kN}$$

$$\text{교직방향: } 0.25V_{\text{pry,ec}}^T = 824 \times 0.25 = 206.07725 \text{ kN} \leq 0.88D$$

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

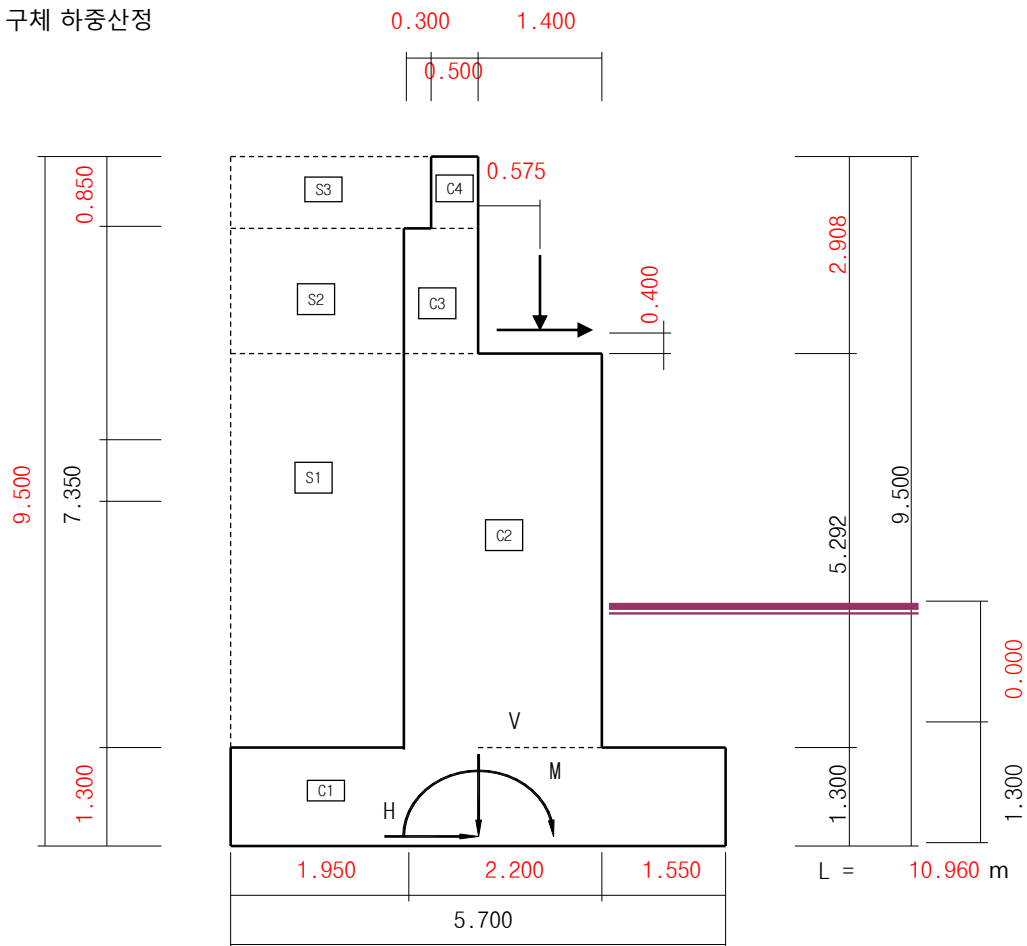
(5) 받침부 평가 요약

구분		방향	보유성능	소요성능	평가	
받침부	본체	교직	1,170	967	1.210	OK
	앵커볼트	교직	2,101	967	2.173	OK
	콘크리트	교직	824	967	0.853	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	81.214	25.00	2030.340	0.108	218.87	2.850	0.650	5786.469	142.266
	C2	177.223	25.00	4430.580	0.108	477.617	2.650	4.975	11741.037	2376.142
	C3	18.045	25.00	451.114	0.108	48.630	2.200	5.563	992.450	270.529
	C4	4.658	25.00	116.450	0.108	12.553	3.600	9.075	419.220	113.921
	소계	281.139		7028.484		757.671			18939.176	2902.858
뒷채움	S1	94.934	20.00	1898.688	0.108	204.679	2.525	4.975	4794.188	1018.276
	S2	43.984	20.00	879.672	0.108	94.829	4.725	8.650	4156.448	820.267
	S3	5.450	20.00	108.997	0.108	11.750	1.550	1.300	168.946	15.275
	소계	144.368		2887.357		311.257			9119.582	1853.818
총 계				9915.841		1068.928			28058.758	4756.676

※ 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)	2240	1703					
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	$= 1/2 \times \gamma_1 \times H^2 \times K_{AE} \times L = 1/2 \times 20 \times 9.5 \times 0.3 \times 10.96$	2971.37656 kN
	단면검토시	$= 1/2 \times \gamma_1 \times H^2 \times K_{AE} \times L = 1/2 \times 20 \times 8.2 \times 0.3 \times 10.96$	2213.799002 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	$= q_1 \times B_{q1} = 109.6 \times 1.45$	158.92 kN

q_1 = 뒷채움 지표면의 상재하중 = 109.6 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	$= R \div (1 / \sin(90-\Theta)) = 3943 \div (1 / \sin(90-11))$	3871 kN/m

R = 교대상부 고정하중에 의한 연직반력의 총 합 = 3943 kN

⑤ 고정단 하부구조에 작용하는 관성력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
F_M	$= F_1 + F_2$	592.263 kN/m

f_s = 마찰계수 = 0.15

K_h = 설계 수평지진계수 = 0.108

F_1 = $R_u \times f_s \times K_h \times \cos(90-\Theta)$ = 11.613 kN

F_2 = $R_u \times f_s \times K_h \times \sin(90-\Theta)$ = 580.650 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	7028.484	757.671	-	-	18939.176	2902.858
뒷채움제	2887.357	311.257	-	-	9119.582	1853.818
배면토압	-	2971.377	-	4.750	-	14114.039
연직반력	3871.000	834.588	0.975	6.992	3774.225	5835.436
관성력	-	592.263	-	6.592	-	3904.198
하중조합	13786.841	5467.155	-	-	31832.983	28610.349

$$\begin{aligned}
 e \text{ (편심거리)} &= B / 2 - (M_V - M_H) / V \\
 &= 5.700 / 2 - (31832.983 - 28610.349) / 13786.841 \\
 &= 2.616 \text{ m} \\
 M &= V \times e = 13786.841 \times 2.616 = 36069.863 \text{ kN·m}
 \end{aligned}$$

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	0.284 < 1.000	강체취급

β	$= \sqrt[4]{(3 \times k)/(E \times h^3)}$	=	0.183	m ⁻¹
k	$= K_p = K_v \times (m \times n)/(B \times L)$	=	11227	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	$A_{xx} \times \delta_x + A_{xy} \times \delta_y - A_{x\alpha} \times \alpha = V$	$\delta_x = 0.003753 \text{ m}$
	$A_{yx} \times \delta_x + A_{yy} \times \delta_y - A_{y\alpha} \times \alpha = H_{\text{교축}}$	$\delta_y = 0.002457 \text{ m}$
	$A_{\alpha x} \times \delta_x + A_{\alpha y} \times \delta_y - A_{\alpha\alpha} \times \alpha = M_{\text{교축}}$	$\alpha = 0.002395 \text{ rad}$
일반식	$\begin{bmatrix} \delta_x \\ \delta_y \\ \alpha \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} A_{xx} & A_{xy} & A_{x\alpha} \\ A_{yx} & A_{yy} & A_{y\alpha} \\ A_{\alpha x} & A_{\alpha y} & A_{\alpha\alpha} \end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix} H_o \\ V_o \\ M_o \end{bmatrix}$	

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

i) 교축방향

구 분	계 산 과 정	결 과
A_{xx}	$\sum (K_1 \cos^2 \theta_i + K_v \sin^2 \theta_i)$	3010006
A_{xy}, A_{yx}	$\sum (K_v - K_1) \sin \theta_i \cos \theta_i$	0
$A_{x\alpha}, A_{\alpha x}$	$\sum \{(K_v - K_1)x_i \sin \theta_i \cos \theta_i - K_2 \cos \theta_i\}$	-2433871
A_{yy}	$\sum (K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)$	5611215
$A_{y\alpha}, A_{\alpha y}$	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i + K_2 \sin \theta_i\}$	0
$A_{\alpha\alpha}$	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i^2 + (K_2 + K_3)x_i \sin \theta_i + K_4\}$	18875883

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	8	2.200	752501	0	-608468	1402804	0	7773576
2열	8	0.900	752501	0	-608468	1402804	0	2120277
3열	8	-0.400	752501	0	-608468	1402804	0	1208455
4열	8	-2.200	752501	0	-608468	1402804	0	7773576

② 말뚝머리의 변위량 및 반력 산정

i) 교축방향

구 분	δ_{xi}	δ_{yi}	P_{Ni}	P_{Hi}	M_{ti}
1열	0.003753	0.007726	1354.674	170.849	9.133
2열	0.003753	0.004612	808.771	170.849	9.133
3열	0.003753	0.001499	262.869	170.849	9.133
4열	0.003753	-0.002811	-492.996	170.849	9.133

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	3.753	3.997	O.K
	연직압축지지력(kN)	1808	1355	1.335	O.K
	연직인발지지력(kN)	584	493	1.184	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	3.512581	9.133	0.000	-170.849
2	1.060	1.483806	-80.789	-87.438	-19.829
3	2.120	0.274598	-68.968	-71.980	29.732
4	3.180	-0.173940	-34.998	-35.684	29.822
5	4.240	-0.217214	-10.219	-9.972	16.535
6	5.300	-0.131925	1.022	1.410	5.572
7	6.360	-0.050048	3.596	3.849	0.130
8	7.420	-0.005637	2.685	2.789	-1.395
9	8.480	0.008851	1.241	1.258	-1.184
10	9.540	0.008806	0.298	0.284	-0.598
11	10.600	0.004863	-0.089	-0.105	-0.173

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

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

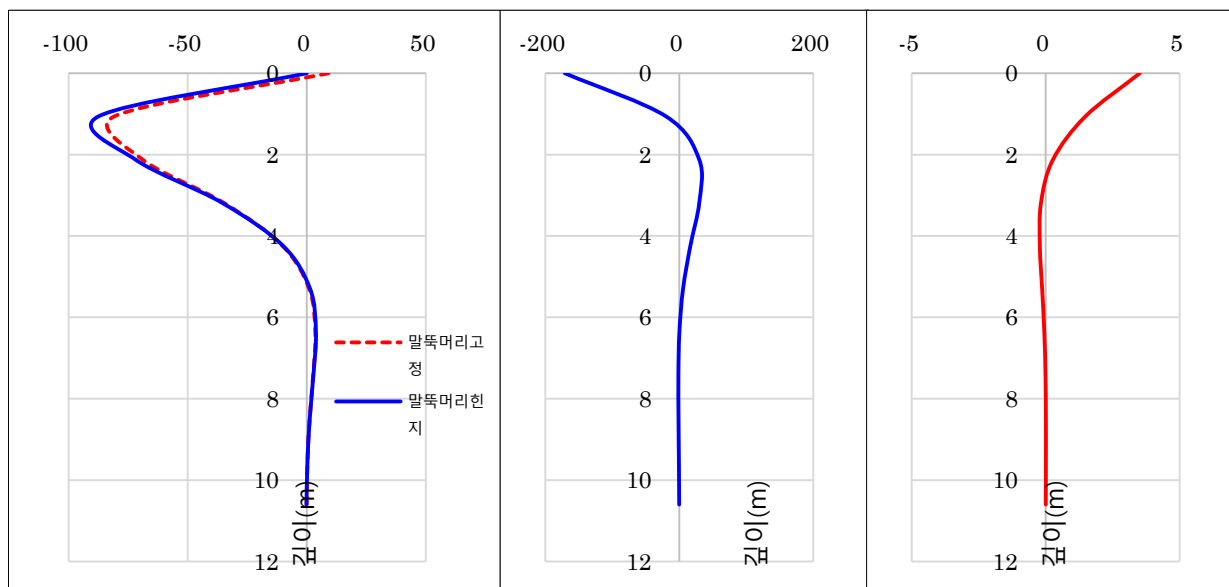
$$M_{힌지} = -(P_{Hi}/\beta) \times e^{-\beta x} \times \sin(\beta x)$$

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

$$P_{Hi} = 170.849 \quad \text{kN}$$

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

$$h_o = M_{ti} / P_{Hi} = -53.454 \quad \text{mm}$$



< 모멘트선도 >

< 전단력선도 >

< 변위선도 >

② 말뚝의 응력 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
말뚝머리 고정	$l_{mf} = 1/\beta \times \tan^{-1}[1/(1+2 \times \beta \times h_o)]$	1325 mm
	$M_{mf} = -(P_{Hi}/2\beta) \times \sqrt{[(1+2 \times \beta \times h_o)^2 + 1]} \times e^{-\beta \times l_{mf}}$	-83.287 kN·m
말뚝머리 힌지	$l_{mh} = \pi/(4 \times \beta)$	1270 mm
	$M_{mh} = -0.3224 \times (P_{Hi}/\beta)$	-89.077 kN·m
최대 부재력	$M_{max} = \max[M_{고정} , M_{힌지} , M_{mf} , M_{mh}]$	89.077 kN·m
	$S_{max} = S $	170.849 kN
말뚝 응력 검토	$f_t = 39.516 \leq 210.000$	O.K
	$f_c = 135.062 \leq 210.000$	O.K
	$f_s = 11.009 \leq 120.000$	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	2213.799	2213.799	0.650	1438.969
교대구체	757.671 kN	757.671	2.719	2060.153
관성력	592.263	592.263	0	0.000
단면력		3563.733		3499.122

여기서, 지진시 하중계수 : $\Phi = 1.0$

교대구체 수평력, H_i = 교대 기초부를 제외한 수평력 = 757.671 kN

$$M_o = \sum_{i=2}^6 ((H_i \times (Y_i - \text{교대기초}))) = 2060.153 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$Y = M_o / H_o = 2.719\text{m}$$

② 단면력 검토

구분	계산과정	결과
휨	$\Phi M_n = 18653 \geq 3499$	O.K
전단	$\Phi V_n = 10291 \geq 3564$	O.K

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

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

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

$$b = 10960 \text{ mm} \quad d = 1150 \text{ mm}$$

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

- 휨 검토 1단 : D 29 - 87 ea

$$A_s = 55889 \text{ mm}^2$$

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

- 전단 검토

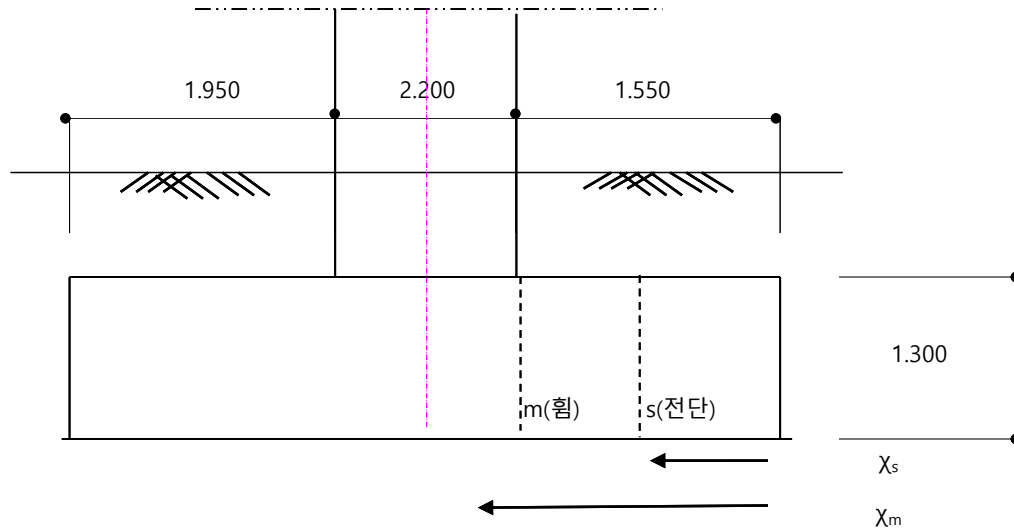
$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 10291 \text{ kN}$$

(b) 압굽의 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	1354.674	$\times$	8	10837 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	$M_{말뚝} = R1 \times 0.900$	9754 kN·m
	$V_{말뚝} = R1$	10837 kN
기초의 단면력	$M_U = M_{말뚝} - M_{기초}$	9285 kN·m
	$V_U = V_{말뚝} - V_{기초}$	10233 kN

⑤ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\Phi M_n = 11391 \geq 9285$	O.K
전단	$\Phi V_n = 10291 \geq 10233$	O.K

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

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

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

$$b = 10960 \text{ mm} \quad d = 1150 \text{ mm}$$

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

$$\text{- 휨 검토} \quad 1 \text{단 : } D \quad 22 \quad - \quad 87 \quad \text{ea}$$

$$A_s = 33678 \text{ mm}^2$$

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

$$\text{- 전단 검토}$$

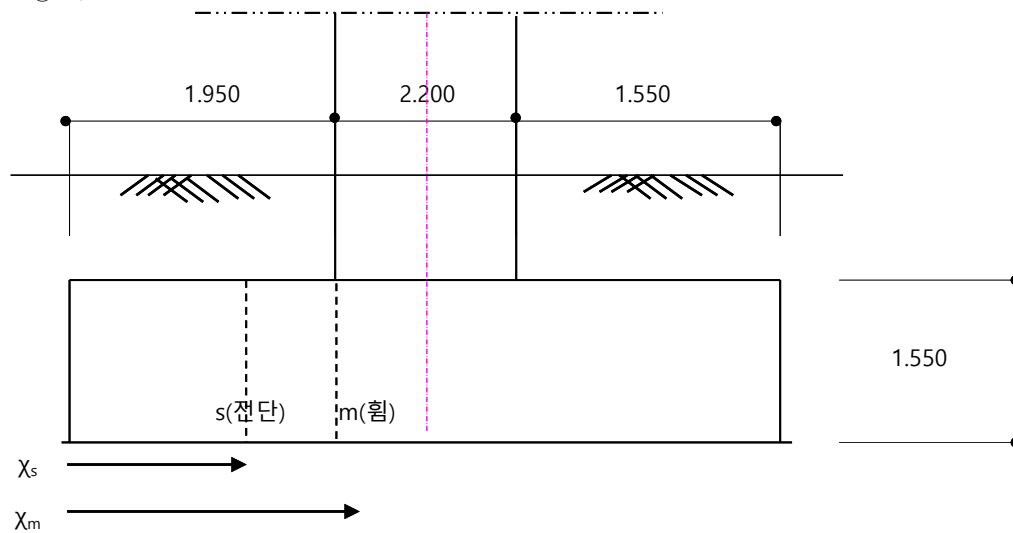
$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 10291 \text{ kN}$$

(C) 뒷굽의 단면검토

① 위험단면 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\chi_m =$	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	1354.674	$\times$	8	10837 kN
R2		$\times$		
R3		$\times$		
R4		$\times$		
R5		$\times$		

H_{wall} :	기초 상면의 뒷채움 높이	=	8.200	m
$\sum V_i$:	뒷채움 연직하중	=	2887.357	kN
$X_{\text{뒷채움}}$		=	1.483	m
P_l :	지표면의 상재하중	=	158.920	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	$M_{뒷채움} = \sum V_i \times (X_{뒷채움} - (B-a))$	-6546 kN·m
	$V_{뒷채움} = H_{wall} \times b \times \gamma_t$	3383 kN
상재하중에 의한 단면력	$M_{상재} = P_l \times (X_{상재} - (B-a))$	195 kN·m
	$V_{상재} = q_l \times b$	219 kN
말뚝에 의한 단면력	$M_{말뚝} = R_1 \times 1.300$	0 kN·m
	$V_{말뚝} = R_1$	10837 kN
계수 단면력	$M_U = M_{말뚝} - M_{뒷채움} - M_{기초} - M_{상재}$	5648 kN·m
	$V_U = V_{말뚝} - V_{뒷채움} - V_{기초} - M_{상재}$	6330 kN

⑤ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\Phi M_n = 11391 \geq 5648$	O.K
전단	$\Phi V_n = 10291 \geq 6330$	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	Mpa	f_y	=	300	Mpa
b	=	10960	mm	d	=	1150	mm
Φ_f	=	1.000		Φ_v	=	1.000	

- 휨 검토 1단 : D 22 - 87 ea

A_s	=	33678	mm ²
	=	45.2	mm

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

- 전단 검토

$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$	=	10291	kN
---	---	-------	----

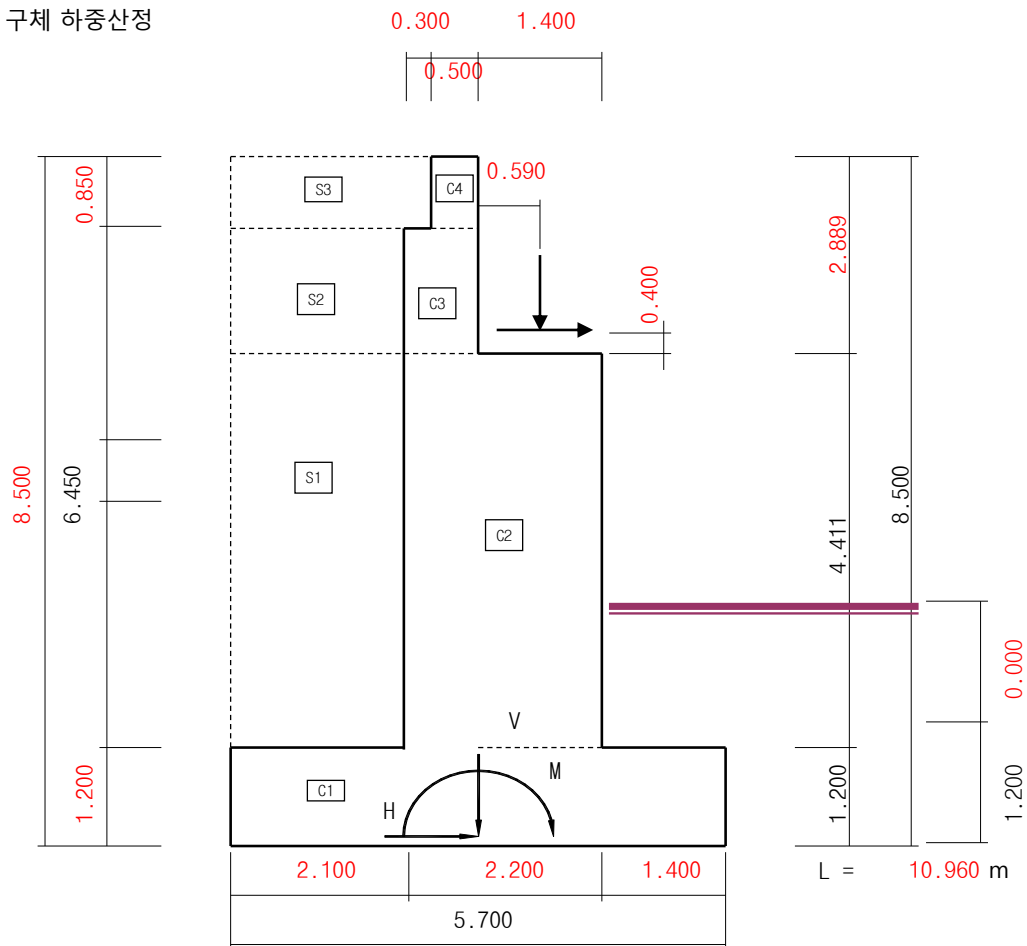
3) 결과 요약

구 분			보유성능	소요성능	S.F	판정
안정성 검토	수평변위		15.000	3.753	3.997	O.K
	연직 압축지지력		1808	1355	1.335	O.K
	연직 인발지지력		584	493	1.184	O.K
말뚝응력 검토	힘인장응력		210.000	39.516	5.314	O.K
	힘압축응력		210.000	135.062	1.555	O.K
	힘전단응력		120.000	11.009	10.901	O.K
단면검토	벽체	힘	18653	3499	5.331	O.K
		전단	10291	3564	2.888	O.K
	압굽	힘	11391	9285	1.227	O.K
		전단	10291	10233	1.006	O.K
	뒷굽	힘	11391	5648	2.017	O.K
		전단	10291	6330	1.626	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	74.966	25.00	1874.160	0.108	202.03	2.850	0.600	5341.356	121.221
	C2	155.522	25.00	3888.060	0.108	419.133	2.500	4.425	9720.150	1854.663
	C3	17.878	25.00	446.949	0.108	48.181	2.050	4.592	916.245	221.223
	C4	4.658	25.00	116.450	0.108	12.553	3.450	8.075	401.753	101.368
	소계	253.025		6325.619		681.902			16379.504	2298.475
뒷채움	S1	81.960	20.00	1639.200	0.108	176.706	2.450	4.425	4016.039	781.923
	S2	46.930	20.00	938.592	0.108	101.180	4.650	7.650	4364.455	774.029
	S3	5.869	20.00	117.382	0.108	12.654	1.400	1.200	164.334	15.184
	소계	134.759		2695.174		290.540			8544.828	1571.136
총 계				9020.793		972.442			24924.332	3869.611

※ 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)	1529	2414					
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	$= 1/2 \times \gamma_1 \times H^2 \times K_{AE} \times L = 1/2 \times 20 \times 8.5 \times 0.3 \times 10.96$	2378.74744 kN
	단면검토시	$= 1/2 \times \gamma_1 \times H^2 \times K_{AE} \times L = 1/2 \times 20 \times 7.3 \times 0.3 \times 10.96$	1754.511434 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_1	$= q_1 \times B_{q1} = 109.6 \times 1.6$	175.36 kN

q_1 = 뒷채움 지표면의 상재하중 = 109.6 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	$= R \div (1 / \sin(90-\Theta)) = 3943 \div (1 / \sin(90-0))$	3943 kN/m

R = 교대상부 고정하중에 의한 연직반력의 총 합 = 3943 kN

⑤ 가동단 하부구조에 작용하는 관성력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
F_M	$= F_1 + F_2$	63.75831 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 = $K_h \times R_u$ = 63.758 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	6325.619	681.902	-	-	16379.504	2298.475
뒷채움제	2695.174	290.540	-	-	8544.828	1571.136
배면토압	-	2378.747	-	4.250	-	10109.677
연직반력	3943.000	850.111	0.810	6.011	3193.830	5110.016
관성력	-	63.758	-	5.611	-	357.748
하중조합	12963.793	4265.059	-	-	28118.162	19447.052

$$\begin{aligned}
 e \text{ (편심거리)} &= B / 2 - (M_V - M_H) / V \\
 &= 5.700 / 2 - (28118.162 - 19447.052) / 12963.793 \\
 &= 2.181 \text{ m} \\
 M &= V \times e = 12963.793 \times 2.181 = 28275.700 \text{ kN·m}
 \end{aligned}$$

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	$\gamma/n \times R_u$	1947 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

$$R_u = q_d + U \times \sum (l_i \cdot f_i) = 3894 \text{ kN}$$

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	50	100	400.00
풍화토	4.7	50	100	470.00
$\sum(li \cdot fi) =$				1170.00

② 말뚝의 허용연직인발지지력(Pa)

구 분	계 산 과 정	결 과
Pa	$1/n \times P_u + W$	682 kN

Pa : 말뚝의 허용연직인발지지력

n : 안전율 (지진시 ; n = 3)

Pu : 말뚝의 극한인발력

$$P_u = U \times \sum(li \cdot fi) = 1867 \text{ kN}$$

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	$4EI\beta^3$	157670 kN/m
K2	$2EI\beta^2$	107325 kN/rad
K3	$2EI\beta^2$	107325 kN·m/m
K4	$2EI\beta$	146112 kN·m/rad

β	$= \sqrt[4]{[(kh \times D)/(4 \times E_p \times I_p)]}$	=	0.7345	m ⁻¹
kh	$= kh_0 \times (BH/0.3)^{-3/4}$	=	227983	kN/m ³
kh0	$= 1/0.3 \times \alpha \times E_o$	(지진시 $\alpha=2$) =	522667	kN/m ³
Eo	$= 2800 \times N$	(1/β 깊이에서의 N치) =	78400	kN/m ²
BH	$= \sqrt{(D/\beta)}$	(β상시 적용) =	0.9069	m
β상시	$= \sqrt[29]{[(\alpha \times E_o)^8 \times D^5]/(0.3^2 \times 2^{16} \times (E_p \times I_p)^8)}$	=	0.6177	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	0.250 < 1.000	강제취급

β	$= \sqrt[4]{((3 \times k)/(E \times h^3))}$	=	0.178	m ⁻¹
k	$= K_p = K_v \times (m \times n)/(B \times L)$	=	7921	kN/m ³
E	$= 8,500 \sqrt[3]{f_{cu}}$	=	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	$A_{xx} \times \delta_x + A_{xy} \times \delta_y - A_{x\alpha} \times \alpha = V$	$\delta_x = 0.002508 \text{ m}$
	$A_{yx} \times \delta_x + A_{yy} \times \delta_y - A_{y\alpha} \times \alpha = H_{\text{교축}}$	$\delta_y = 0.003275 \text{ m}$
	$A_{\alpha x} \times \delta_x + A_{\alpha y} \times \delta_y - A_{\alpha\alpha} \times \alpha = M_{\text{교축}}$	$\alpha = 0.002028 \text{ rad}$
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}	$\sum (K_1 \cos^2 \theta_i + K_v \sin^2 \theta_i)$	3784075
A_{xy}, A_{yx}	$\sum (K_v - K_1) \sin \theta_i \cos \theta_i$	0
$A_{x\alpha}, A_{\alpha x}$	$\sum \{(K_v - K_1)x_i \sin \theta_i \cos \theta_i - K_2 \cos \theta_i\}$	-2575804
A_{yy}	$\sum (K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)$	3958658
$A_{y\alpha}, A_{\alpha y}$	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i + K_2 \sin \theta_i\}$	0
$A_{\alpha\alpha}$	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i^2 + (K_2 + K_3)x_i \sin \theta_i + K_4\}$	17124463

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	8	2.200	1261358	0	-858601	1319553	0	7555528
2열	8	0.800	1261358	0	-858601	1319553	0	2013407
3열	8	-2.200	1261358	0	-858601	1319553	0	7555528

② 말뚝머리의 변위량 및 반력 산정

i) 교축방향

구 분	δ_{xi}	δ_{yi}	P_{Ni}	P_{Hi}	M_{ti}
1열	0.002508	0.007737	1276.221	177.711	27.220
2열	0.002508	0.004898	807.817	177.711	27.220
3열	0.002508	-0.001188	-195.905	177.711	27.220

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	2.508	5.981	O.K
	연직압축지지력(kN)	1947	1276	1.526	O.K
	연직인발지지력(kN)	682	196	3.480	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	2.000593	27.220	0.000	-177.711
2	1.170	0.634377	-61.338	-77.592	-4.956
3	2.340	-0.007928	-38.792	-42.899	29.119
4	3.510	-0.118112	-10.451	-9.807	16.988
5	4.680	-0.063879	1.177	2.269	4.172
6	5.850	-0.014143	2.524	3.012	-0.739
7	7.020	0.003633	1.185	1.259	-1.157
8	8.190	0.004544	0.202	0.156	-0.507
9	9.360	0.001861	-0.100	-0.139	-0.073
10	10.530	0.000214	-0.092	-0.105	0.051
11	11.700	-0.000215	-0.033	-0.033	0.041

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

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

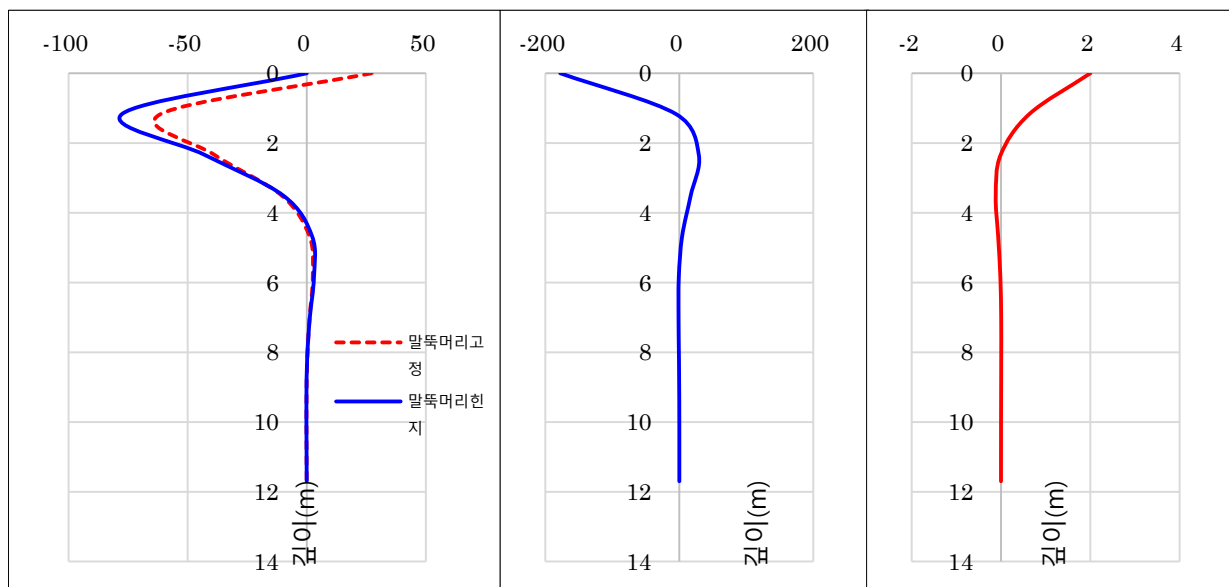
$$M_{힌지} = -(P_{Hi}/\beta) \times e^{-\beta x} \times \sin(\beta x)$$

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

$$P_{Hi} = 177.711 \quad \text{kN}$$

$$\beta = 0.735 \quad \text{m}^{-1}$$

$$ho = M_{ti} / P_{Hi} = -153.170 \quad \text{mm}$$



< 모멘트선도 >

< 전단력선도 >

< 변위선도 >

② 말뚝의 응력 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
말뚝머리 고정	$l_{mf} = 1/\beta \times \tan^{-1}[1/(1+2 \times \beta \times h_o)]$	1241 mm
	$M_{mf} = -(P_{Hi}/2\beta) \times \sqrt{[(1+2 \times \beta \times h_o)^2 + 1]} \times e^{-\beta \times l_{mf}}$	-61.510 kN·m
말뚝머리 힌지	$l_{mh} = \pi/(4 \times \beta)$	1069 mm
	$M_{mh} = -0.3224 \times (P_{Hi}/\beta)$	-78.000 kN·m
최대 부재력	$M_{max} = \max[M_{고정} , M_{힌지} , M_{mf} , M_{mh}]$	78.000 kN·m
	$S_{max} = S $	177.711 kN
말뚝 응력 검토	$f_t = 40.402 \leq 210.000$	O.K
	$f_c = 124.065 \leq 210.000$	O.K
	$f_s = 11.451 \leq 120.000$	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	1754.511	1754.511	0.600	1052.707
교대구체	681.902 kN	681.902	2.348	1601.414
관성력	63.758	63.758	0	0.000
단면력		2500.172		2654.121

여기서, 지진시 하중계수 : $\Phi = 1.0$

교대구체 수평력, H_i = 교대 기초부를 제외한 수평력 = 681.902 kN

$$M_o = \sum_{i=2}^6 ((H_i \times (Y_i - \text{교대기초}))) = 1601.414 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$Y = M_o / H_o = 2.348\text{m}$$

② 단면력 검토

구분	계산과정	결과
휨	$\Phi M_n = 7726 \geq 2654$	O.K
전단	$\Phi V_n = 9396 \geq 2500$	O.K

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

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

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

$$b = 10960 \text{ mm} \quad d = 1050 \text{ mm}$$

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

- 휨 검토 1단 : D 19 - 87 ea

$$A_s = 24926 \text{ mm}^2$$

$$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 33.4 \text{ mm}$$

- 전단 검토

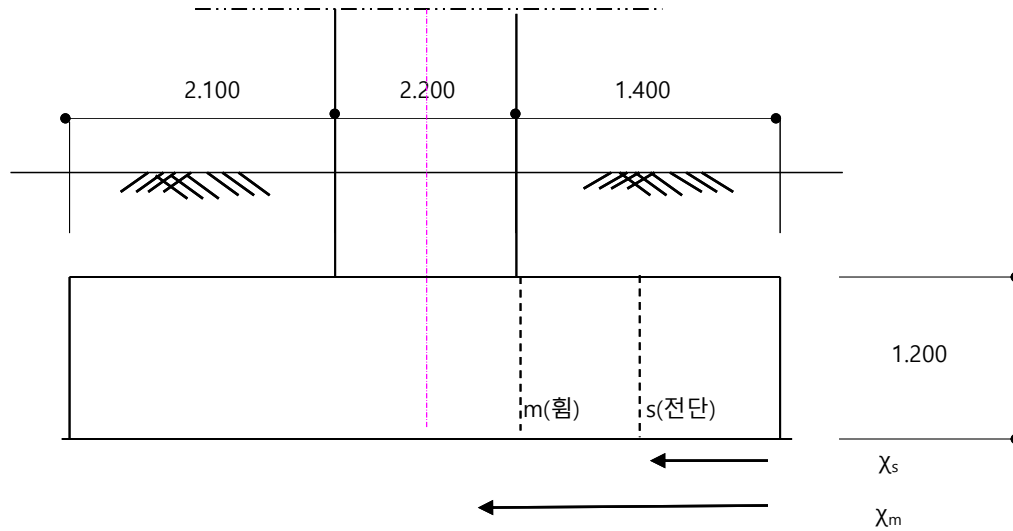
$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 9396 \text{ kN}$$

(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	1276.221	$\times$	8	10210 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	$M_{말뚝} = R1 \times 0.750$	7657 kN·m
	$V_{말뚝} = R1$	10210 kN
기초의 단면력	$M_U = M_{말뚝} - M_{기초}$	7305 kN·m
	$V_U = V_{말뚝} - V_{기초}$	9706 kN

⑤ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\Phi M_n = 10380 \geq 7305$	O.K
전단	$\Phi V_n = 10773 \geq 9706$	O.K

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

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

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

$$b = 10960 \text{ mm} \quad d = 1050 \text{ mm}$$

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

$$\text{- 휨 검토} \quad 1 \text{단 : } D \quad 22 \quad - \quad 87 \quad \text{ea}$$

$$A_s = 33678 \text{ mm}^2$$

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

$$\text{- 전단 검토} \quad D \quad 16 \quad - \quad 11 \quad \text{ea}$$

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

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

$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 9396 \text{ kN}$$

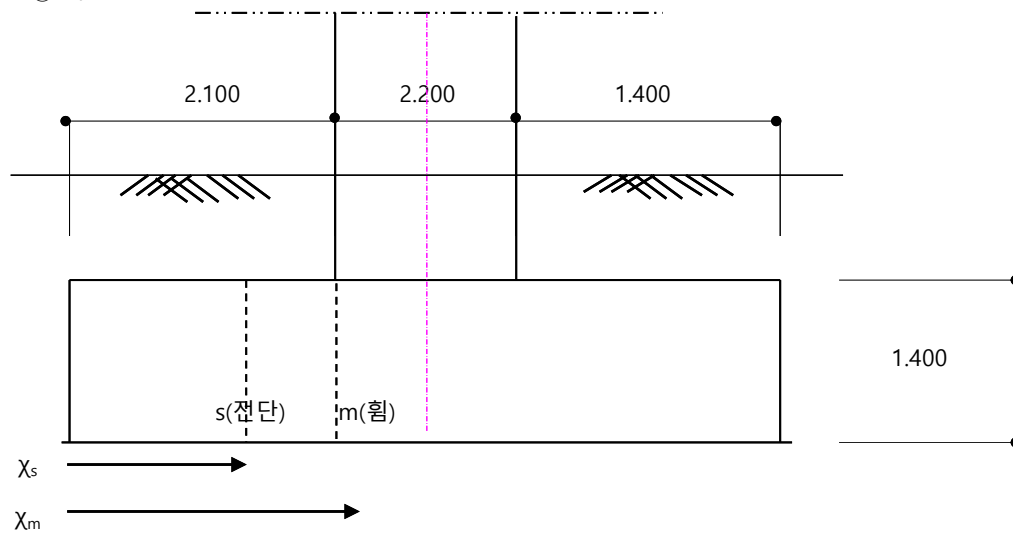
$$\Phi V_s = \Phi \times A_v \times f_y \times d / s = 1376 \text{ kN}$$

(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	1276.221	$\times$	8	10210 kN
R2	807.817	$\times$	8	6463 kN
R3		$\times$		
R4		$\times$		
R5		$\times$		

H_{wall} :	기초 상면의 뒷채움 높이	=	7.300	m
$\sum V_i$:	뒷채움 연직하중	=	2695.174	kN
$X_{\text{뒷채움}}$		=	1.537	m
P_l :	지표면의 상재하중	=	175.360	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	$M_{뒷채움} = \sum V_i \times (X_{뒷채움} - (B-a))$	-5560 kN·m
	$V_{뒷채움} = H_{wall} \times b \times \gamma_t$	3449 kN
상재하중에 의한 단면력	$M_{상재} = P_l \times (X_{상재} - (B-a))$	228 kN·m
	$V_{상재} = q_l \times b$	276 kN
말뚝에 의한 단면력	$M_{말뚝} = R_1 \times 1.450 + R_2 \times 0.050$	323 kN·m
	$V_{말뚝} = R_1$	10210 kN
계수 단면력	$M_U = M_{말뚝} - M_{뒷채움} - M_{기초} - M_{상재}$	5038 kN·m
	$V_U = V_{말뚝} - V_{뒷채움} - V_{기초} - M_{상재}$	5602 kN

⑤ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\Phi M_n = 7726 \geq 5038$	O.K
전단	$\Phi V_n = 9396 \geq 5602$	O.K

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

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

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

$$b = 10960 \text{ mm} \quad d = 1050 \text{ mm}$$

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

- 휨 검토 1단 : D 19 - 87 ea

$$A_s = 24926 \text{ mm}^2$$

$$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 33.4 \text{ mm}$$

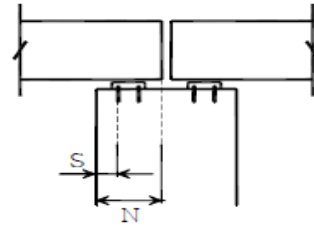
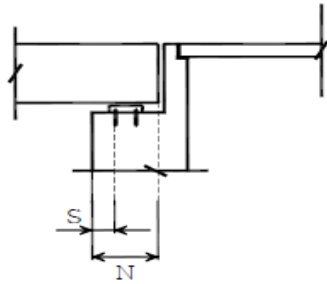
- 전단 검토

$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 9396 \text{ kN}$$

3) 결과 요약

구 분			보유성능	소요성능	S.F	판정
안정성 검토	수평변위		15.000	2.508	5.981	O.K
	연직 압축지지력		1947	1276	1.526	O.K
	연직 인발지지력		682	196	3.480	O.K
말뚝응력 검토	힘인장응력		210.000	40.402	5.198	O.K
	힘압축응력		210.000	124.065	1.693	O.K
	힘전단응력		120.000	11.451	10.480	O.K
단면검토	벽체	힘	7726	2654	2.911	O.K
		전단	9396	2500	3.758	O.K
	압굽	힘	10380	7305	1.421	O.K
		전단	10773	9706	1.110	O.K
	뒷굽	힘	7726	5038	1.534	O.K
		전단	9396	5602	1.677	O.K

8. 지지길이평가



8.1 교대 1

1) 보유성능 : 교각의 받침지지길이 N_C

- $N_C = 1340.00 \text{ mm}$

2) 소요성능 N_D

- $N_D = \text{MAX}[\text{응답변위}, N_{\min}] = \text{MAX}[1.56, 326.96] = 326.96 \text{ mm}$

- $N_{\min} = (200 + 1.67L + 6.66H) * (1 + 0.000125\theta^2) = 326.96 \text{ mm}$

- $L = 52.00 \text{ m}$ (연속경간장)

- $H = 5.292 \text{ m}$ (총 교각 유효높이 평균길이)

- $\theta = 11.0^\circ$ (사각)

3) 평가

- $\frac{N_C}{N_D} = \frac{1340}{327} = 4.100 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$

8.2 교대 2

1) 보유성능 : 교각의 받침지지길이 N_C

- $N_C = 1325.00 \text{ mm}$

2) 소요성능 N_D

- $N_D = \text{MAX}[\text{응답변위}, N_{\min}] = \text{MAX}[3.57, 321.00] = 321.00 \text{ mm}$

- $N_{\min} = (200 + 1.67L + 6.66H) * (1 + 0.000125\theta^2) = 321.00 \text{ mm}$

- $L = 52.00 \text{ m}$ (연속경간장)

- $H = 4.411 \text{ m}$ (총 교각 유효높이 평균길이)

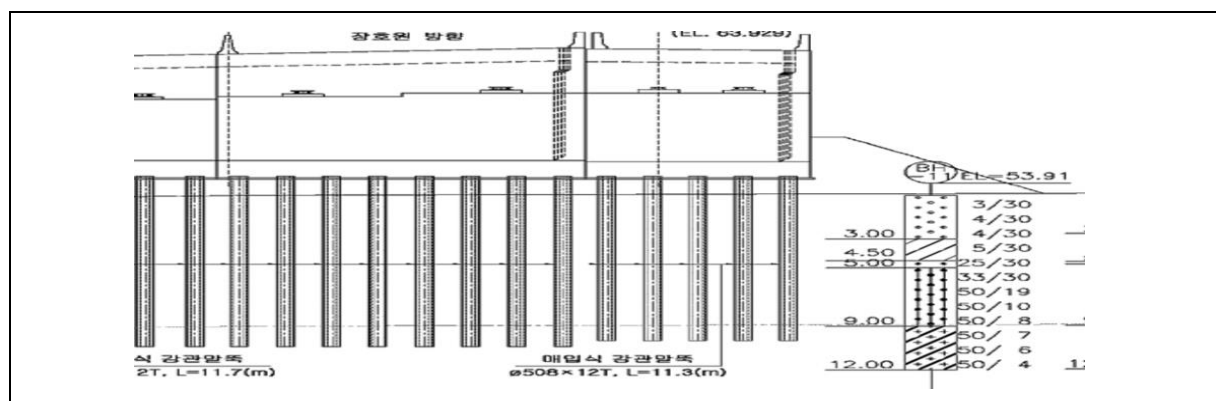
- $\theta = 11.0^\circ$ (사각)

3) 평가

- $\frac{N_C}{N_D} = \frac{1325}{321} = 4.130 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$

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		

[illegible]

응암2교

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

○ ER : 65
○ 단위중량

구분	사실토	자갈층	풍화토	풍화암
단위종량	19.5	19.5	19.5	21.5

- 액상화 예비평가 및 본평가

[illegible]

- 액상화 본평가

[illegible]