

교 량 내 진 성 능 평 가

제암1육교(상행)

보강전 내진성능평가 계산서

2025.07

◆ 목 차 ◆

0. 내진성능평가 결과 요약

1. 개요

2. 하중산정 및 모델링

3. 고정하중에 대한 해석

4. 설계 지진동

5. 고유치 해석

6. 지진 해석

7. 하중조합에 따른 단면력

8. 받침부 평가

9. 교대기초평가

10. 지지길이평가

0. 내진성능평가 결과 요약

- 교대 1

A 1	구분			보유성능	소요성능	평가	
	받침부	본체 (kN)	교축	1,470	1,133	1.297	O.K
			교직	1,470	1,112	1.322	O.K
		앵커볼트 (kN)	교축	407	189	2.156	O.K
			교직	407	185	2.199	O.K
		콘크리트 (kN)	교축	4,942	1,133	4.360	O.K
			교직	391	185	2.109	O.K
	기초부	지지력		2,327.6	962.7	2.418	O.K
		인발력		831.3	163.4	5.089	O.K
		수평 변위(고정)		15.000	1.410	10.638	O.K
		수평 변위(한지)		15.000	2.820	5.319	O.K
		응력		210.000	106.640	1.969	O.K
	지지길이(mm)		교축	1,100	250	4.398	O.K

- 교대 2

A 2	구분			보유성능	소요성능	평가	
	받침부	본체 (kN)	교축	1,470	1,133	1.297	O.K
			교직	1,470	1,111	1.323	O.K
		앵커볼트 (kN)	교축	407	189	2.156	O.K
			교직	407	185	2.199	O.K
		콘크리트 (kN)	교축	4,942	1,133	4.360	O.K
			교직	391	185	2.109	O.K
	기초부	지지력		2,288.0	952.5	2.402	O.K
		인발력		791.7	152.4	5.196	O.K
		수평 변위(고정)		15.000	1.520	9.868	O.K
		수평 변위(한지)		15.000	3.050	4.918	O.K
		응력		210.000	144.010	1.458	O.K
	지지길이(mm)		교축	1,100	250	4.398	O.K

1. 개요

1.1 교량현황

내진성능평가대상 교량현황			
교량명	제암1육교(상행)	준공년도	1999 년
본부/지사	국토교통부	받침종류	탄성받침
상부구조		하부구조	
형식	PSCI	교각형식	-
교량폭원	14.0	기초형식	-
콘크리트	27Mpa	콘크리트	-
교량연장	1@30=30.00m		

1.2 내진설계

구분	적용
교량등급	1 등급교 (내진등급)
지진구역계수	0.11
위험도계수	1.40
지반종류	교축 : S4, 교직 : S4
해석방법	응답스펙트럼해석법
고유치 해석	Ritz Vectors
MODE 조합	C.Q.C 방법

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

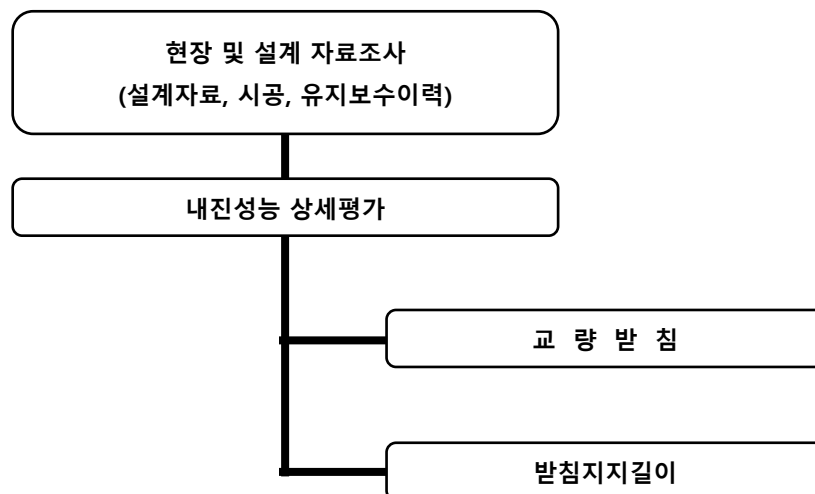
1) 내진성능상세평가 방법

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)

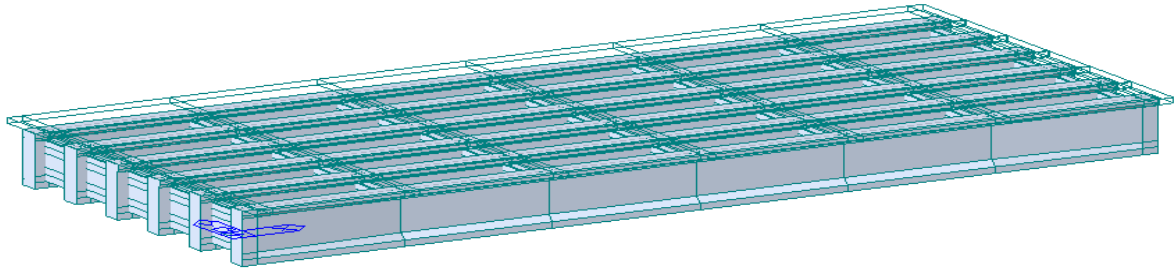
기존 시설물(교량) 내진성능 평가요령(국토교통부, 한국시설안전공단, 2019)

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

2. 하중산정 및 모델링

2.1 구조해석 모델

- 해석대상 교량 : PSCI
- 적용 받침 : 탄성받침



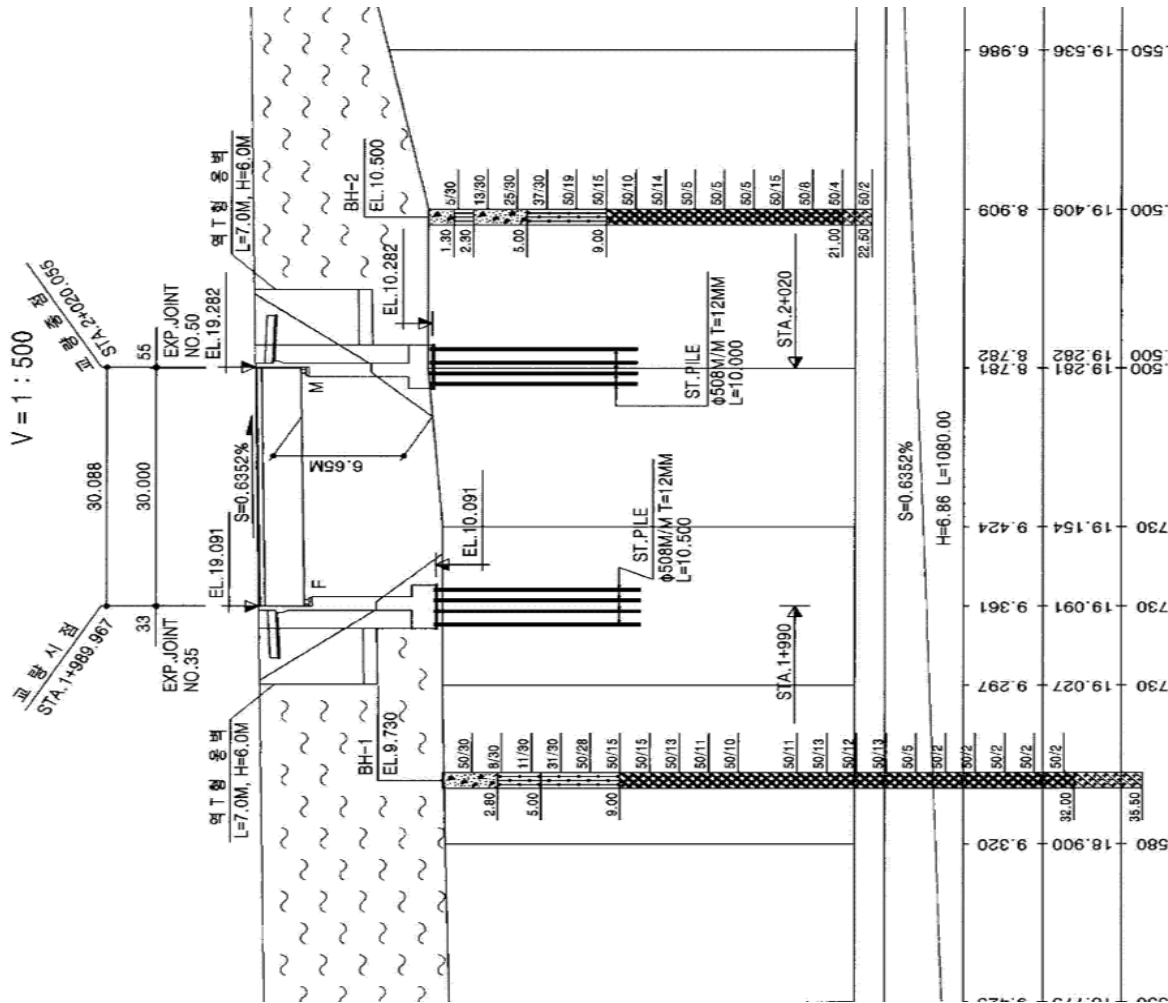
해석대상 구조물 모델링

2.2 하중산정 조건

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

슬래브	14	×	0.250	×	25.0	/	6.0	=	14.58 kN/m
포장	13	×	0.08	×	23.0	/	6.0	=	3.99 kN/m
연석(외측)	0.78	×	0.5	×	24.5			=	9.555 kN/m
연석(내측)	0.25	×	0.5	×	24.5			=	3.063 kN/m

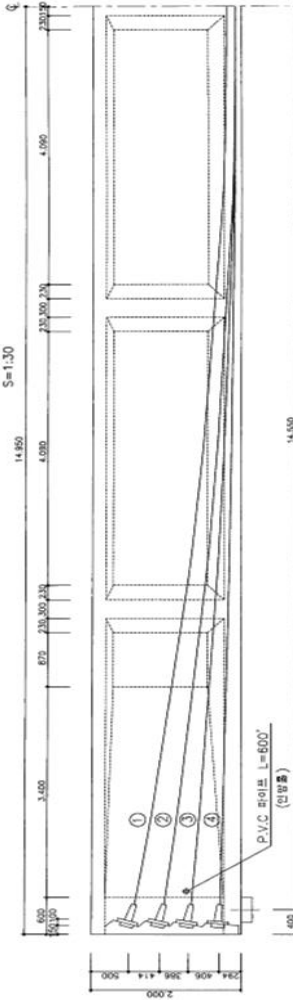
2.3 설계도면 자료



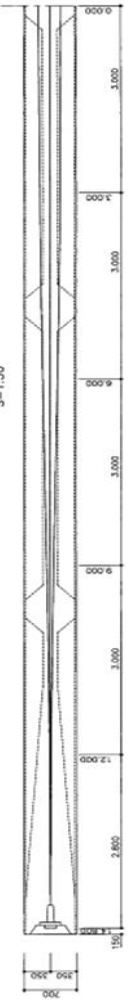
교량 평면도

P. S. C BEAM 일반도 (L=30.00 M)

축면도 S=1:30



평면도 S=1:30



설계조건
 $f_{ck} = 27.0 \text{ N/mm}^2$
 $f_y = 460.0 \text{ N/mm}^2$

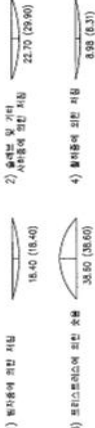
설계기준

구분	단위	설계기준
1. 콘크리트 강도	N/mm ²	27.0
2. 철근 강도	N/mm ²	460.0
3. 콘크리트 단위 중량	N/m ³	24.0
4. 철근 단위 중량	N/m	7.85
5. 콘크리트 수축률	-	0.0001
6. 콘크리트 온도변위	-	0.0001
7. 콘크리트 탄성계수	N/mm ²	18100
8. 철근 탄성계수	N/mm ²	206000
9. 콘크리트-철근 접합계수	-	1.0
10. 콘크리트-철근 접합계수	-	1.0
11. 콘크리트-철근 접합계수	-	1.0
12. 콘크리트-철근 접합계수	-	1.0
13. 콘크리트-철근 접합계수	-	1.0
14. 콘크리트-철근 접합계수	-	1.0
15. 콘크리트-철근 접합계수	-	1.0
16. 콘크리트-철근 접합계수	-	1.0
17. 콘크리트-철근 접합계수	-	1.0
18. 콘크리트-철근 접합계수	-	1.0
19. 콘크리트-철근 접합계수	-	1.0
20. 콘크리트-철근 접합계수	-	1.0

인장재위치

구분	단위	설계기준
1. 콘크리트 강도	N/mm ²	27.0
2. 철근 강도	N/mm ²	460.0
3. 콘크리트 단위 중량	N/m ³	24.0
4. 철근 단위 중량	N/m	7.85
5. 콘크리트 수축률	-	0.0001
6. 콘크리트 온도변위	-	0.0001
7. 콘크리트 탄성계수	N/mm ²	18100
8. 철근 탄성계수	N/mm ²	206000
9. 콘크리트-철근 접합계수	-	1.0
10. 콘크리트-철근 접합계수	-	1.0
11. 콘크리트-철근 접합계수	-	1.0
12. 콘크리트-철근 접합계수	-	1.0
13. 콘크리트-철근 접합계수	-	1.0
14. 콘크리트-철근 접합계수	-	1.0
15. 콘크리트-철근 접합계수	-	1.0
16. 콘크리트-철근 접합계수	-	1.0
17. 콘크리트-철근 접합계수	-	1.0
18. 콘크리트-철근 접합계수	-	1.0
19. 콘크리트-철근 접합계수	-	1.0
20. 콘크리트-철근 접합계수	-	1.0

처짐도



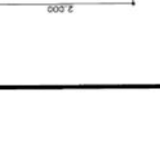
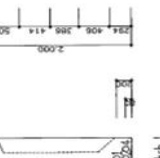
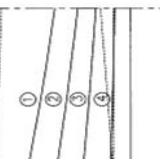
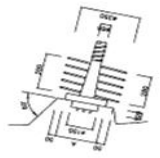
* () 안의 치수는 외측 치수이며, 단위는 mm이다

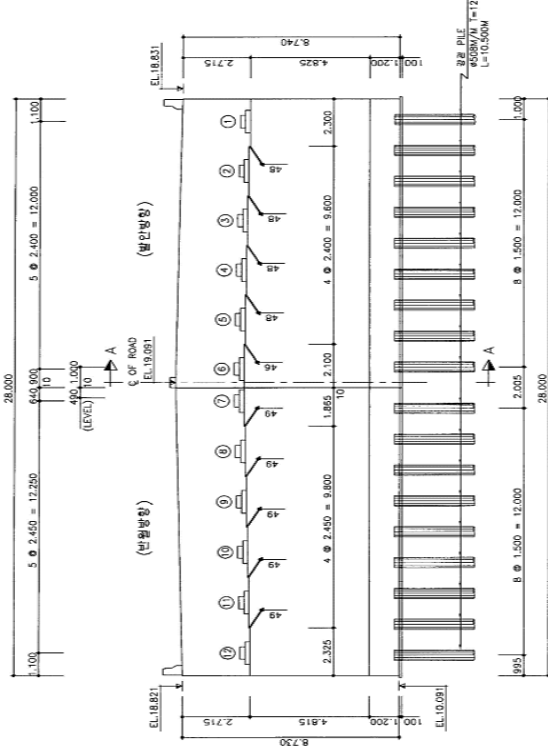
인장재입

구분	단위	설계기준
1. 콘크리트 강도	N/mm ²	27.0
2. 철근 강도	N/mm ²	460.0
3. 콘크리트 단위 중량	N/m ³	24.0
4. 철근 단위 중량	N/m	7.85
5. 콘크리트 수축률	-	0.0001
6. 콘크리트 온도변위	-	0.0001
7. 콘크리트 탄성계수	N/mm ²	18100
8. 철근 탄성계수	N/mm ²	206000
9. 콘크리트-철근 접합계수	-	1.0
10. 콘크리트-철근 접합계수	-	1.0
11. 콘크리트-철근 접합계수	-	1.0
12. 콘크리트-철근 접합계수	-	1.0
13. 콘크리트-철근 접합계수	-	1.0
14. 콘크리트-철근 접합계수	-	1.0
15. 콘크리트-철근 접합계수	-	1.0
16. 콘크리트-철근 접합계수	-	1.0
17. 콘크리트-철근 접합계수	-	1.0
18. 콘크리트-철근 접합계수	-	1.0
19. 콘크리트-철근 접합계수	-	1.0
20. 콘크리트-철근 접합계수	-	1.0

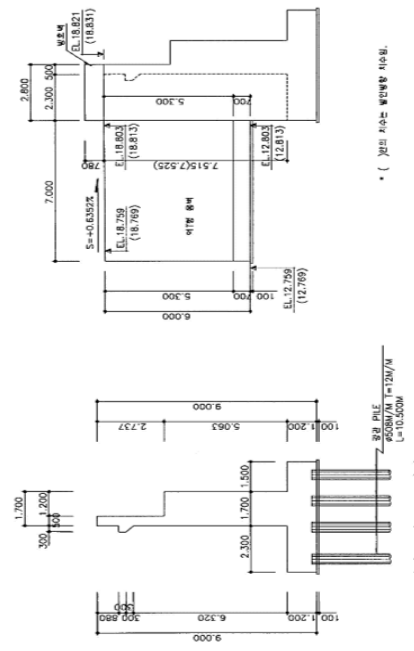
재료표

구분	단위	설계기준
1. 콘크리트 강도	N/mm ²	27.0
2. 철근 강도	N/mm ²	460.0
3. 콘크리트 단위 중량	N/m ³	24.0
4. 철근 단위 중량	N/m	7.85
5. 콘크리트 수축률	-	0.0001
6. 콘크리트 온도변위	-	0.0001
7. 콘크리트 탄성계수	N/mm ²	18100
8. 철근 탄성계수	N/mm ²	206000
9. 콘크리트-철근 접합계수	-	1.0
10. 콘크리트-철근 접합계수	-	1.0
11. 콘크리트-철근 접합계수	-	1.0
12. 콘크리트-철근 접합계수	-	1.0
13. 콘크리트-철근 접합계수	-	1.0
14. 콘크리트-철근 접합계수	-	1.0
15. 콘크리트-철근 접합계수	-	1.0
16. 콘크리트-철근 접합계수	-	1.0
17. 콘크리트-철근 접합계수	-	1.0
18. 콘크리트-철근 접합계수	-	1.0
19. 콘크리트-철근 접합계수	-	1.0
20. 콘크리트-철근 접합계수	-	1.0



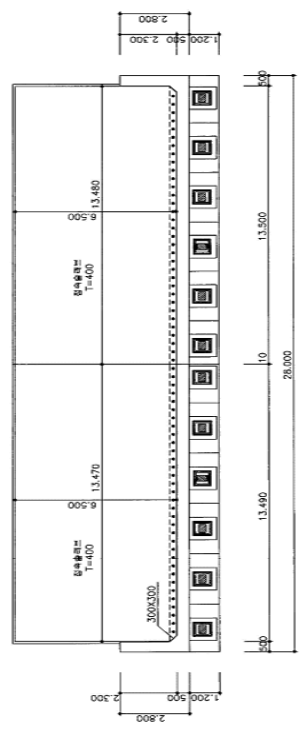


단면 A-A
S = 1 : 100

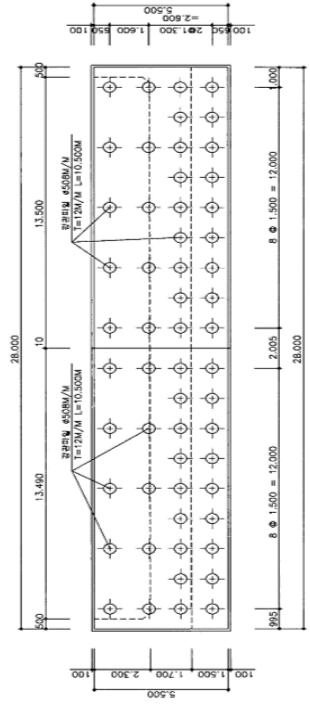


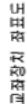
* () 안의 치수는 별첨영역 치수임.

상면도
S = 1 : 100



기초평면도
S = 1 : 100



[illegible]

신축량에 따른 유간거리계산

실험 2		[단위]				
구	종	형질	간접효과	ORP	간접효과	총 효과
대조구	L	0.4	0.1	0.14(10)	0.14(10)	0.14(10)
	30(15/1)	12	3	6	14.2	35.2
	30(17/1)	-	-	-	-	36.0
실험구	L	0.2	0.1	0.2	0.11(10)	0.41(10)
	30(15/1)	6	3	8	3.0	29.0
	30(17/1)	-	-	-	-	36.0

(1991: 167)

구	비	자산총액	순자산총액	보통주액	보통주단위	비고
11		0	140.35	0	35	
12		35.0	140.50	50	50	

(단위:MM)

교좌장치 재료표

Case	K	2 JRMV	1 JRMV	南七
10 EA	10 EA			1351 (m) 南七
2 EA	2 EA			
10	10			
2 EA	2 EA			

3. 고정하중에 대한 해석

3.1 받침 반력

구분	받침 번호	고정하중 (kN)	받침용량 (kN)	판정	수평용량 (kN)	전단 스프링계수 (kN/m)
A1	1	732.4	1350	O.K	245.0	1940
	2	713.8	1350	O.K	245.0	1940
	3	704.6	1350	O.K	245.0	1940
	4	703.6	1350	O.K	245.0	1940
	5	710.1	1350	O.K	245.0	1940
	6	723.2	1350	O.K	245.0	1940
A2	1	729.6	1350	O.K	245.0	1940
	2	714.8	1350	O.K	245.0	1940
	3	706.1	1350	O.K	245.0	1940
	4	705.0	1350	O.K	245.0	1940
	5	710.8	1350	O.K	245.0	1940
	6	721.5	1350	O.K	245.0	1940

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

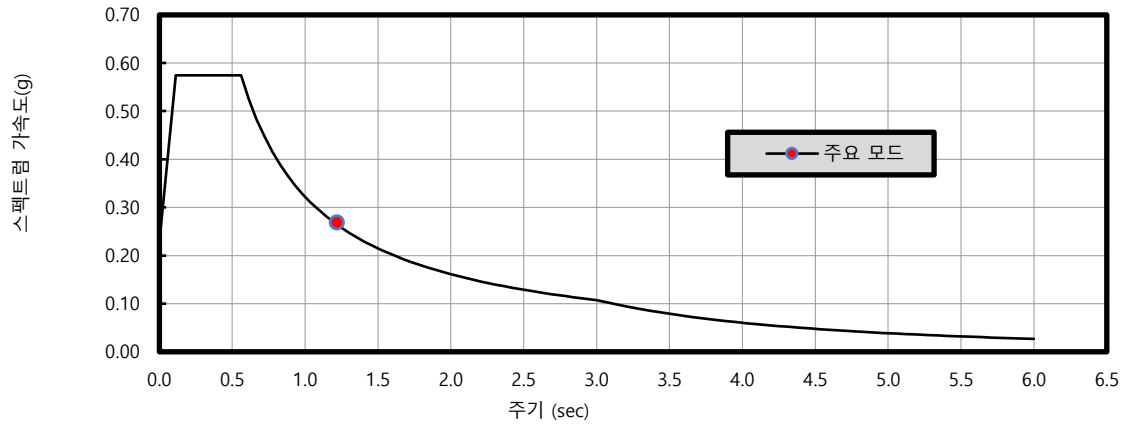
4.3 지반분류

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)

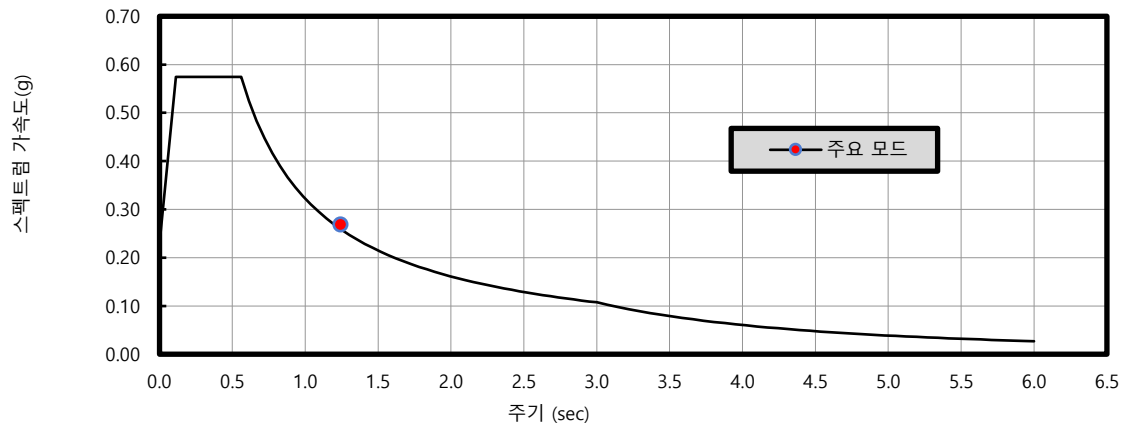
지반종류	단주기지반증폭계수, Fa			장주기지반증폭계수, Fv		
	S ≤ 0.1	S = 0.2	S = 0.3	S ≤ 0.1	S = 0.2	S = 0.3
S2	1.4	1.4	1.3	1.5	1.4	1.3
S3	1.7	1.5	1.3	1.7	1.6	1.5
S4	1.6	1.4	1.2	2.2	2.0	1.8
S5	1.8	1.3	1.3	3.0	2.7	2.4

4.5 스펙트럼 가속도(교축방향 - 5% Damping, S4지반)



주기 (sec)	스펙트럼가속도 (S)	주기 (sec)	스펙트럼가속도 (S)
0.000	0.230	2.523	0.128
0.037	0.345	2.576	0.125
0.075	0.460	2.629	0.123
0.112	0.574	2.682	0.120
0.153	0.574	2.735	0.118
0.194	0.574	2.788	0.116
0.235	0.574	2.841	0.113
0.275	0.574	2.894	0.111
0.316	0.574	2.947	0.109
0.357	0.574	3.000	0.107
0.398	0.574	3.073	0.102
0.438	0.574	3.146	0.098
0.479	0.574	3.220	0.093
0.520	0.574	3.293	0.089
0.561	0.574	3.366	0.085
0.614	0.525	3.439	0.082
0.667	0.483	3.512	0.078
0.720	0.447	3.585	0.075
0.773	0.417	3.659	0.072
0.826	0.390	3.732	0.069
0.879	0.367	3.805	0.067
0.932	0.346	3.878	0.064
0.985	0.327	3.951	0.062
1.038	0.310	4.024	0.060
1.091	0.295	4.098	0.058
1.144	0.282	4.171	0.056
1.197	0.269	4.244	0.054
1.250	0.258	4.317	0.052
1.303	0.247	4.390	0.050
1.356	0.238	4.463	0.049
1.409	0.229	4.537	0.047
1.462	0.220	4.610	0.045
1.515	0.213	4.683	0.044
1.568	0.205	4.756	0.043
1.621	0.199	4.829	0.041
1.674	0.192	4.902	0.040
1.727	0.187	4.976	0.039
1.780	0.181	5.049	0.038
1.833	0.176	5.122	0.037
1.886	0.171	5.195	0.036
1.940	0.166	5.268	0.035
1.993	0.162	5.341	0.034
2.046	0.157	5.415	0.033
2.099	0.154	5.488	0.032
2.152	0.150	5.561	0.031
2.205	0.146	5.634	0.030
2.258	0.143	5.707	0.030
2.311	0.139	5.780	0.029
2.364	0.136	5.854	0.028
2.417	0.133	5.927	0.028
2.470	0.130	6.000	0.027

4.6 스펙트럼 가속도(교직방향 - 5% Damping, S4지반)



주기 (sec)	스펙트럼가속도 (S)	주기 (sec)	스펙트럼가속도 (S)
0.000	0.230	2.523	0.128
0.037	0.345	2.576	0.125
0.075	0.460	2.629	0.123
0.112	0.574	2.682	0.120
0.153	0.574	2.735	0.118
0.194	0.574	2.788	0.116
0.235	0.574	2.841	0.113
0.275	0.574	2.894	0.111
0.316	0.574	2.947	0.109
0.357	0.574	3.000	0.107
0.398	0.574	3.073	0.102
0.438	0.574	3.146	0.098
0.479	0.574	3.220	0.093
0.520	0.574	3.293	0.089
0.561	0.574	3.366	0.085
0.614	0.525	3.439	0.082
0.667	0.483	3.512	0.078
0.720	0.447	3.585	0.075
0.773	0.417	3.659	0.072
0.826	0.390	3.732	0.069
0.879	0.367	3.805	0.067
0.932	0.346	3.878	0.064
0.985	0.327	3.951	0.062
1.038	0.310	4.024	0.060
1.091	0.295	4.098	0.058
1.144	0.282	4.171	0.056
1.197	0.269	4.244	0.054
1.250	0.258	4.317	0.052
1.303	0.247	4.390	0.050
1.356	0.238	4.463	0.049
1.409	0.229	4.537	0.047
1.462	0.220	4.610	0.045
1.515	0.213	4.683	0.044
1.568	0.205	4.756	0.043
1.621	0.199	4.829	0.041
1.674	0.192	4.902	0.040
1.727	0.187	4.976	0.039
1.780	0.181	5.049	0.038
1.833	0.176	5.122	0.037
1.886	0.171	5.195	0.036
1.940	0.166	5.268	0.035
1.993	0.162	5.341	0.034
2.046	0.157	5.415	0.033
2.099	0.154	5.488	0.032
2.152	0.150	5.561	0.031
2.205	0.146	5.634	0.030
2.258	0.143	5.707	0.030
2.311	0.139	5.780	0.029
2.364	0.136	5.854	0.028
2.417	0.133	5.927	0.028
2.470	0.130	6.000	0.027

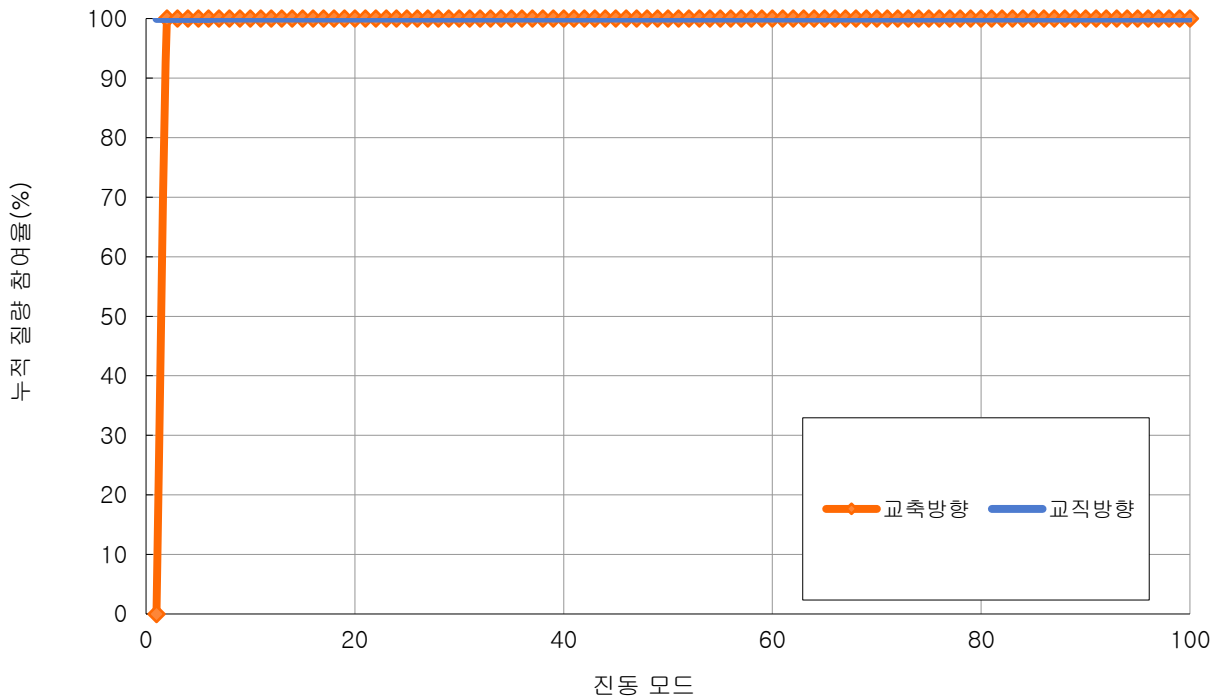
5. 고유치 해석

5.1 해석 결과

모드	주기	INDIVIDUAL MODE (%)			CUMULATIVE SUM (%)			비고
	(sec)	UX	UY	UZ	UX	UY	UZ	
1	1.24	0.00	99.94	0.00	0.00	99.94	0.00	
2	1.22	100.00	0.00	0.00	100.00	99.94	0.00	
3	0.82	0.00	0.00	0.00	100.00	99.94	0.00	
4	0.28	0.00	0.00	72.84	100.00	99.94	72.84	
5	0.27	0.00	0.00	0.07	100.00	99.94	72.91	
6	0.17	0.00	0.00	0.00	100.00	99.94	72.91	
7	0.15	0.00	0.06	0.00	100.00	100.00	72.91	
8	0.09	0.00	0.00	0.00	100.00	100.00	72.91	
9	0.08	0.00	0.00	0.00	100.00	100.00	72.92	
10	0.08	0.00	0.00	0.00	100.00	100.00	72.92	
11	0.08	0.00	0.00	0.00	100.00	100.00	72.92	
12	0.08	0.00	0.00	0.00	100.00	100.00	72.92	
13	0.06	0.00	0.00	0.00	100.00	100.00	72.92	
14	0.06	0.00	0.00	0.00	100.00	100.00	72.92	
15	0.05	0.00	0.00	0.00	100.00	100.00	72.92	
16	0.05	0.00	0.00	0.00	100.00	100.00	72.92	
17	0.04	0.00	0.00	0.00	100.00	100.00	72.92	
18	0.04	0.00	0.00	0.54	100.00	100.00	73.46	
19	0.04	0.00	0.00	14.57	100.00	100.00	88.03	
20	0.04	0.00	0.00	1.01	100.00	100.00	89.04	
21	0.03	0.00	0.00	0.00	100.00	100.00	89.04	
22	0.03	0.00	0.00	0.00	100.00	100.00	89.04	
23	0.03	0.00	0.00	0.00	100.00	100.00	89.04	
24	0.03	0.00	0.00	0.00	100.00	100.00	89.04	
25	0.03	0.00	0.00	0.00	100.00	100.00	89.04	
26	0.03	0.00	0.00	0.00	100.00	100.00	89.04	
27	0.03	0.00	0.00	0.65	100.00	100.00	89.69	
28	0.03	0.00	0.00	6.60	100.00	100.00	96.28	
29	0.03	0.00	0.00	0.01	100.00	100.00	96.30	
30	0.03	0.00	0.00	0.00	100.00	100.00	96.30	
31	0.03	0.00	0.00	2.58	100.00	100.00	98.87	
32	0.02	0.00	0.00	0.15	100.00	100.00	99.02	
33	0.02	0.00	0.00	0.22	100.00	100.00	99.24	
34	0.02	0.00	0.00	0.12	100.00	100.00	99.36	
35	0.02	0.00	0.00	0.00	100.00	100.00	99.36	
36	0.02	0.00	0.00	0.39	100.00	100.00	99.76	
37	0.02	0.00	0.00	0.00	100.00	100.00	99.76	
38	0.02	0.00	0.00	0.00	100.00	100.00	99.76	
39	0.02	0.00	0.00	0.00	100.00	100.00	99.76	
40	0.02	0.00	0.00	0.00	100.00	100.00	99.76	
41	0.02	0.00	0.00	0.00	100.00	100.00	99.76	
42	0.02	0.00	0.00	0.00	100.00	100.00	99.76	
43	0.02	0.00	0.00	0.00	100.00	100.00	99.76	
44	0.02	0.00	0.00	0.00	100.00	100.00	99.76	
45	0.02	0.00	0.00	0.00	100.00	100.00	99.76	
46	0.02	0.00	0.00	0.00	100.00	100.00	99.76	
47	0.02	0.00	0.00	0.06	100.00	100.00	99.82	
48	0.02	0.00	0.00	0.07	100.00	100.00	99.88	

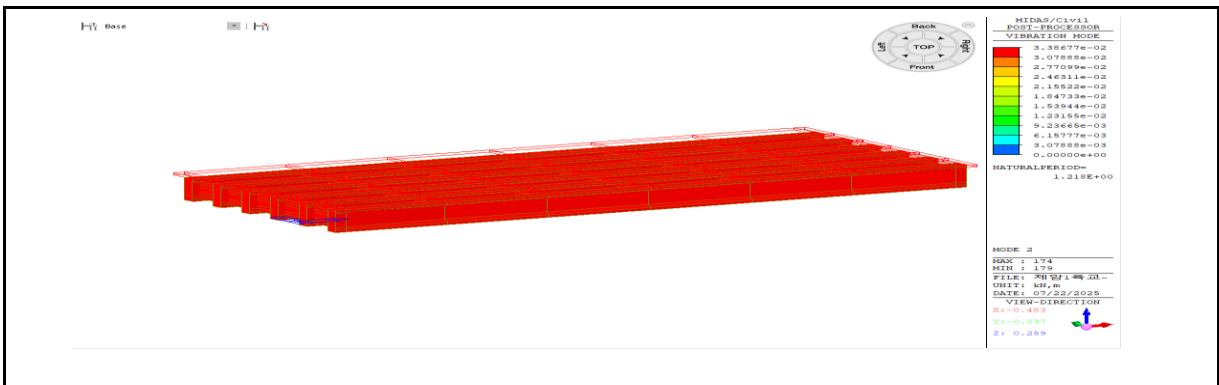
[illegible]

5.2 모드별 질량 참여율 그래프

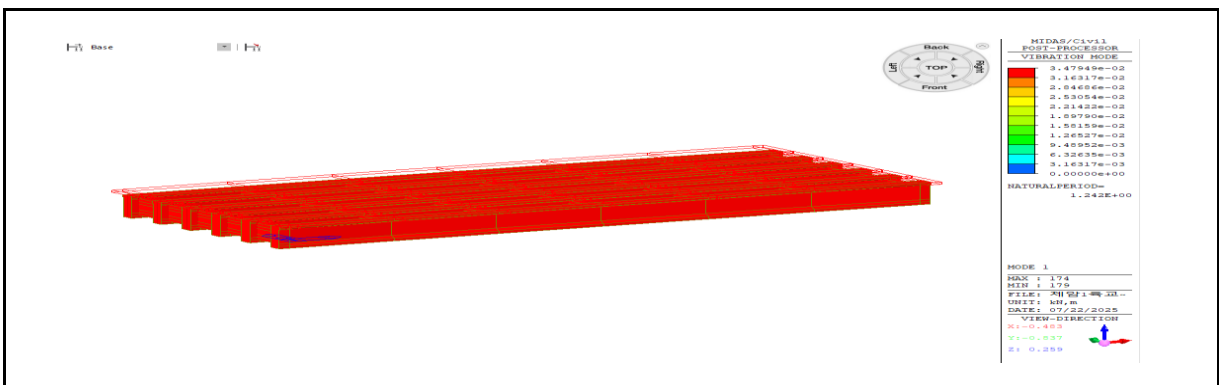


5.3 주요 모드 형상 (Mode Shape)

○ 교축방향 (T = 1.2180 sec) - 2 Mode (a= 0.2691 g)



○ 교축직각방향 (T = 1.2417 sec) - 1 Mode (a= 0.2691 g)



6. 지진 해석

- 산정된 유효강성을 구조해석 모델에 적용하여, 지진해석을 수행

6.1 교축방향 해석 (X방향)

구분	교축방향			교직방향		
	상부변위	교각하단	교각상단	상부변위	교각하단	교각상단
	(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN·m)	(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN·m)
A1	97.48	0	0	0.22	0	0
A2	97.48	0	0	0.22	0	0

구분	교축방향			교직방향		
	교각변위	교각상단	교각상단	교각변위	교각상단	교각상단
	(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN·m)	(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN·m)
A1	0.00	0	0	0.00	0	0
A2	0.00	0	0	0.00	0	0

6.2 교직방향 해석 (Y방향)

구분	교축방향			교직방향		
	상부변위	교각하단	교각상단	상부변위	교각하단	교각상단
	(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN·m)	(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN·m)
A1	0.12	0	0	95.48	0	0
A2	0.11	0	0	95.47	0	0

구분	교축방향			교직방향		
	교각변위	교각상단	교각상단	교각변위	교각상단	교각상단
	(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN·m)	(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN·m)
A1	0.00	0	0	0.00	0	0
A2	0.00	0	0	0.00	0	0

6.3 고정하중 해석

구분	상단 축력	교축방향		하단 축력	교축방향	
		교각하단	교각상단		교각하단	교각상단
	(kN)	전단력(kN)	모멘트(kN·m)	(kN)	전단력(kN)	모멘트(kN·m)
A1	0.00	0	0	0.00	0	0
A2	0.00	0	0	0.00	0	0

구분	교축방향			교직방향		
	교각변위	교각상단	교각상단	교각변위	교각상단	교각상단
	(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN·m)	(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN·m)
A1	0.00	0	0	0.00	0	0
A2	0.00	0	0	0.00	0	0

7. 하중조합에 따른 단면력

7.1 받침부 개당 부재력 집계

(30% 규정 적용)

(단위kN)

교각	교축력	교직력
A1	189	185
A2	189	185

7.2 받침부 전체 부재력 집계

(30% 규정 적용)

(단위kN)

교각	교축력	교직력
A1	1133	1112
A2	1133	1111

8. 받침부 평가

8.1 교대 A1

8.1.1 받침본체 검토

(1) 받침 1기당 횡방향 저항용량(f_b)

- 교축방향

$$f_{b1} = 245.00 \text{ kN}$$

- 교직방향

$$f_{b1} = 245.00 \text{ kN}$$

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

- 교축방향

$$F_{BC1} = 245.00 \times 6 = 1,470.00 \text{ kN}$$

- 교직방향

$$F_{BC1} = 245.00 \times 6 = 1,470.00 \text{ kN}$$

(3) 소요성능 : 받침부 평가지진력 F_{BD}

- 교축방향

$$F_{BD} = [V]_{comb} = 1,133.42 \text{ kN}$$

- 교직방향

$$F_{BD} = [V]_{comb} = 1,111.67 \text{ kN}$$

(4) 받침본체 내진성능평가

- 교축방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{1,470.00}{1,133.42} = 1.297 > 1.0 \quad \text{OK}$$

- 교축직각방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{1,470.00}{1,111.67} = 1.322 > 1.0 \quad \text{OK}$$

8.1.2 받침본체 앵커

(1) 받침제원

본체규격

C	=	580	mm	받침 교축방향 길이 (하판)
B	=	550	mm	받침 교축직각방향 길이 (하판)
d _a	=	22	mm	받침부 앵커소켓 직경
d _b	=	22	mm	받침부 앵커볼트 직경
h _{ef}	=	150	mm	받침부 앵커 근입 깊이
S _L	=	480	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}	=	380	mm ²
앵커의 인장강도	f _{uta}	=	447	MPa
앵커의 유효 묻힘길이	h _{ef}	=	150	mm
코핑부 깊이	h _{cop}	=	5063	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	380	X	446.5	=	407	kN
	μ _D N	=	0.45	X	0.88	X	715			=	283	kN
교직방향:	V _{saT}	=	4	X	0.6	X	380	X	446.5	=	407	kN
	μ _D N	=	0.45	X	0.88	X	715			=	283	kN
	V _{sa}	=	max[	V _{saL}	,	μ _D N	]			=	407	kN

2) 소요성능 : 받침 1기당 평가지진력

$$F_{ASD}$$

교축방향:	F _{ASDL}	=	F _{BDL}	/	n ^L	=	1133.42	/	6	=	189	kN
교직방향:	F _{ASDT}	=	F _{BDT}	/	n ^T	=	1111.67	/	6	=	185	kN

3) 평가

교축방향	$\frac{V_{saL}}{F_{ASDL}}$	=	$\frac{407}{189}$	=	2.156	>	1.0	OK
교직방향	$\frac{V_{saT}}{F_{ASDT}}$	=	$\frac{407}{185}$	=	2.199	>	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

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

$\Phi_{c,v}$: 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

$$C_{a1} = 950 \quad mm$$

$$C_{a1}' = 950 \quad mm$$

$$C_{a2} = 875 \quad mm$$

$$C_{a2}' = 875 \quad mm$$

$$S_L = 480 \quad mm$$

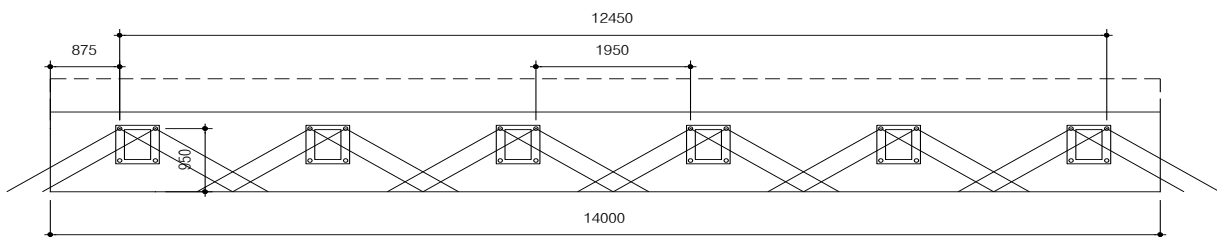
$$1.5C_{a1} = 1,425 \quad mm$$

$$S_T = 450 \quad mm$$

$$h_{cop} = 5,063 \quad mm$$

$$h_a = \min[h_{cop}, 1.5C_{a1}] = 1,425 \quad mm$$

$$\text{투영길이} = 14,000 \quad mm$$



'- 파괴선이 겹치므로 전체받침 앵커그룹으로 저항

$$A_{vc} = 19,950,000 \text{ mm}^2$$

$$A_{vco} = 4.5 C_{a1}^2 = 4.5 \times 950^2 = 4,061,250 \text{ mm}^2$$

$$\text{check } A_{vc} < n A_{vco} = 19,950,000 < 12 \times 4,061,250 = 48,735,000 \text{ mm}^2$$

$$\Phi_{ed,v} = 0.884$$

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

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

$$= 0.6 \frac{150^{0.2}}{22} \times \sqrt{22} \times \sqrt{24} \times 950^{1.5}$$

$$= 592.64 \text{ kN}$$

$$l_e = \text{MIN}[h_{ef}, 8d_a] = 150 \text{ mm}$$

$$V_{b2} = 3.7 \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5} = 3.7 \times \sqrt{24} \times 950^{1.5} = 530.753 \text{ kN}$$

$$\therefore V_b = \text{MIN} [592.64, 530.753] = 530.753 \text{ kN}$$

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

$$= \frac{19,950,000}{4,061,250} \times 0.884 \times 1.200 \times 1.000 \times 593 = 3,089 \text{ kN}$$

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

$$\therefore V_{cbg}^L = \min [5,352.884, 4942.281] = 4942.281 \text{ kN}$$

② 교직방향

$$C_{a1} = 1,325 \text{ mm}$$

$$C_{a1}' = 1,325 \text{ mm}$$

$$C_{a2} = 470 \text{ mm}$$

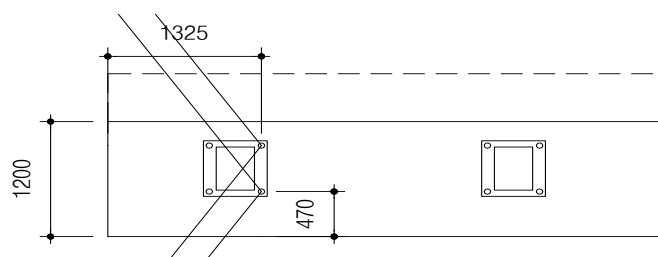
$$C_{a2}' = 470 \text{ mm}$$

$$S_L = 480 \text{ mm} \quad 1.5C_{a1} = 1,988 \text{ mm}$$

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

$$h_{cop} = 5,063 \text{ mm} \quad h_a = \min[h_{cop}, 1.5C_{a1}] = 1,988 \text{ mm}$$

$$\text{투영길이} = 1,200 \text{ mm}$$



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

$$1\text{면} \quad C_{a1} = 1,325 \text{ mm} < 1.5C_{a1} = 1,988 \text{ mm}$$

$$2\text{면} \quad C_{a2}' = 470 \text{ mm} < 1.5C_{a1} = 1,988 \text{ mm}$$

$$3\text{면} \quad h_{\text{cop}} = 5,063 \text{ mm} > 1.5C_{a1} = 1,988 \text{ mm}$$

- 연단거리 재산정 불필요

$$C_{a1}' = \max(C_{a2}/1.5, h_a/1.5, S_{ay}/3] = 1,325 \text{ mm}$$

$$1.5C_{a1}' = 1,988 \text{ mm}$$

$$\therefore C_{a1} = 1,325 \text{ mm} \quad 1.5C_{a1} = 1,988 \text{ mm}$$

$$A_{vc} = 2,385,000 \text{ mm}^2$$

$$A_{vco} = 4.5C_{a1}^2 = 4.5 \times 1,325^2 = 7,900,313 \text{ mm}^2$$

$$\text{check} \quad A_{vc} < n \quad A_{vco} = 2,385,000 < 2 \times 7,900,313 = 15,800,625 \text{ mm}^2$$

$$\Phi_{ed,v} = 0.771$$

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

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

$$= 0.6 \frac{150^{0.2}}{22} \times \sqrt{22} \times \sqrt{24} \times 1,325^{1.5}$$

$$= 976.17 \text{ kN}$$

$$V_{b2} = 3.7 \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5} = 3.7 \times \sqrt{24} \times 1,325^{1.5} = 874.241 \text{ kN}$$

$$\therefore V_b = \text{MIN} [976.17, 874.241] = 874.241 \text{ kN}$$

$$l_e = \text{MIN}[h_{\text{ef}}, 8d_a] = 150 \text{ mm}$$

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

$$= \frac{2,385,000}{7,900,313} \times 0.771 \times 1.200 \times 1.000 \times 874 = 244 \text{ kN}$$

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

$$\therefore V_{\text{cbg}}^T = \min [621.489, 390.660] = 390.660 \text{ kN}$$

2) 소요성능 : 앵커부 요구성능

$$\text{교축방향:} \quad F_{AC,DL} = 189 \times 6 = 1,133 \text{ kN}$$

$$\text{교직방향:} \quad F_{AC,DT} = 185 \times 1 = 185 \text{ kN}$$

3) 평가

$$\text{교축방향} \quad \frac{V_{\text{cbgL}}}{F_{AC,DL}} = \frac{4,942}{1,133} = 4.360 > 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\text{교직방향} \quad \frac{V_{\text{cbgT}}}{F_{AC,DT}} = \frac{391}{185} = 2.109 > 1.0 \quad \text{OK}$$

(4) 콘크리트 프라이 아웃 파괴

받침에 고정하중에 의한 압축력이 작용하는 경우

콘크리트 프라이아웃 파괴는 발생하지 않으므로 검토하지 아니한다.

$$\text{받침부의 유효수직력 } 0.88D = 0.88 \times 714.633 = 628.8773333 \text{ kN}$$

$$\text{교축방향: } 0.25V_{\text{pry,ec}}^L = 494 \times 0.25 = 123.557025 \text{ kN} \leq 0.88D$$

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

$$\text{교직방향: } 0.25V_{\text{pry,ec}}^T = 391 \times 0.25 = 97.665 \text{ kN} \leq 0.88D$$

∴ 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	1,470	1,133	1.297	OK
		교직	1,470	1,112	1.322	OK
	앵커볼트	교축	407	189	2.156	OK
		교직	407	185	2.199	OK
	콘크리트	교축	4,942	1,133	4.360	OK
		교직	391	185	2.109	OK

8. 받침부 평가

8.2 교대 A2

8.2.1 받침본체 검토

(1) 받침 1기당 횡방향 저항용량(f_b)

- 교축방향

$$f_{b1} = 245.00 \text{ kN}$$

- 교직방향

$$f_{b1} = 245.00 \text{ kN}$$

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

- 교축방향

$$F_{BC1} = 245.00 \times 6 = 1,470.00 \text{ kN}$$

- 교직방향

$$F_{BC1} = 245.00 \times 6 = 1,470.00 \text{ kN}$$

(3) 소요성능 : 받침부 평가지진력 F_{BD}

- 교축방향

$$F_{BD} = [V]_{comb} = 1,133.43 \text{ kN}$$

- 교직방향

$$F_{BD} = [V]_{comb} = 1,111.49 \text{ kN}$$

(4) 받침본체 내진성능평가

- 교축방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{1,470.00}{1,133.43} = 1.297 > 1.0 \quad \text{OK}$$

- 교축직각방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{1,470.00}{1,111.49} = 1.323 > 1.0 \quad \text{OK}$$

8.2.2 받침본체 앵커

(1) 받침제원

본체규격

C	=	580	mm	받침 교축방향 길이 (하판)
B	=	550	mm	받침 교축직각방향 길이 (하판)
d _a	=	22	mm	받침부 앵커소켓 직경
d _b	=	22	mm	받침부 앵커볼트 직경
h _{ef}	=	150	mm	받침부 앵커 근입 깊이
S _L	=	480	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}	=	380	mm ²
앵커의 인장강도	f _{uta}	=	447	MPa
앵커의 유효 묻힘길이	h _{ef}	=	150	mm
코핑부 깊이	h _{cop}	=	5063	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	380	X	446.5	=	407	kN
	μ _D N	=	0.45	X	0.88	X	715			=	283	kN
교직방향:	V _{saT}	=	4	X	0.6	X	380	X	446.5	=	407	kN
	μ _D N	=	0.45	X	0.88	X	715			=	283	kN
	V _{sa}	=	max[	V _{saL}	,	μ _D N	]			=	407	kN

2) 소요성능 : 받침 1기당 평가지진력

$$F_{ASD}$$

교축방향:	F _{ASDL}	=	F _{BDL}	/	n ^L	=	1133.43	/	6	=	189	kN
교직방향:	F _{ASDT}	=	F _{BDT}	/	n ^T	=	1111.49	/	6	=	185	kN

3) 평가

교축방향	$\frac{V_{saL}}{F_{ASDL}}$	=	$\frac{407}{189}$	=	2.156	>	1.0	OK
교직방향	$\frac{V_{saT}}{F_{ASDT}}$	=	$\frac{407}{185}$	=	2.199	>	1.0	OK

(3) 콘크리트 파괴

1) 보유성능 : 콘크리트 파괴강도 V_{cbg}

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

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

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

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

자유단면에 형성되는 전단파괴면 투영면적 (mm^2)

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

$\Phi_{ed,v}$: 연단거리 영향에 대한 전단강도 수정계수

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

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

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

V_b : 전단력을 받는 단일 앵커의 기본콘크리트 파괴강도 (kN)

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

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

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

h_a : 앵커가 정착되는 콘크리트 두께(mm)

① 교축방향

$$C_{a1} = 950 \quad mm$$

$$C_{a1}' = 950 \quad mm$$

$$C_{a2} = 875 \quad mm$$

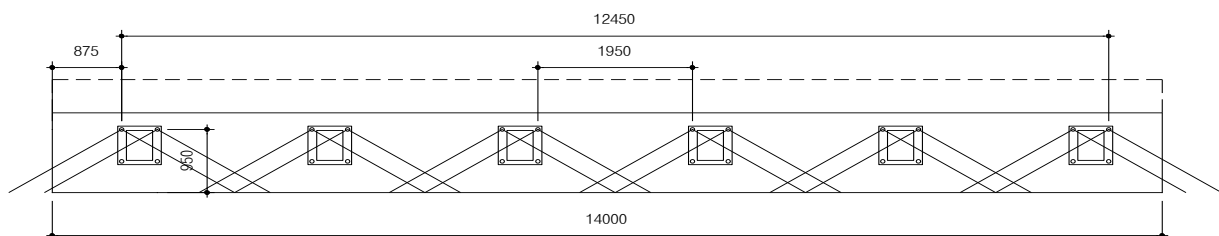
$$C_{a2}' = 875 \quad mm$$

$$S_L = 480 \quad mm \quad 1.5C_{a1} = 1,425 \quad mm$$

$$S_T = 450 \quad mm$$

$$h_{cop} = 5,063 \quad mm \quad h_a = \min[h_{cop}, 1.5C_{a1}] = 1,425 \quad mm$$

$$\text{투영길이} = 14,000 \quad mm$$



'- 파괴선이 겹치므로 전체받침 앵커그룹으로 저항

$$A_{vc} = 19,950,000 \quad mm^2$$

$$A_{vco} = 4.5 C_{a1}^2 = 4.5 \times 950^2 = 4,061,250 \text{ mm}^2$$

check $A_{vc} < n A_{vco} = 19,950,000 < 12 \times 4,061,250 = 48,735,000 \text{ mm}^2$

$$\Phi_{ed,v} = 0.884 \quad \Phi_{h,v} = 1.000$$

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

$$= 0.6 \frac{150^{0.2}}{22} \times \sqrt{22} \times \sqrt{24} \times 950^{1.5}$$

$$= 592.64 \text{ kN}$$

$$l_e = \text{MIN}[h_{ef}, 8d_a] = 150 \text{ mm}$$

$$V_{b2} = 3.7 \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5} = 3.7 \times \sqrt{24} \times 950^{1.5} = 530.753 \text{ kN}$$

$$\therefore V_b = \text{MIN} [592.64, 530.753] = 530.753 \text{ kN}$$

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

$$= \frac{19,950,000}{4,061,250} \times 0.884 \times 1.200 \times 1.000 \times 593 = 3,089 \text{ kN}$$

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

$$\therefore V_{cbg}^L = \min [5,352.889, 4942.281] = 4942.281 \text{ kN}$$

② 교직방향

$$C_{a1} = 1,325 \text{ mm}$$

$$C_{a1}' = 1,325 \text{ mm}$$

$$C_{a2} = 470 \text{ mm}$$

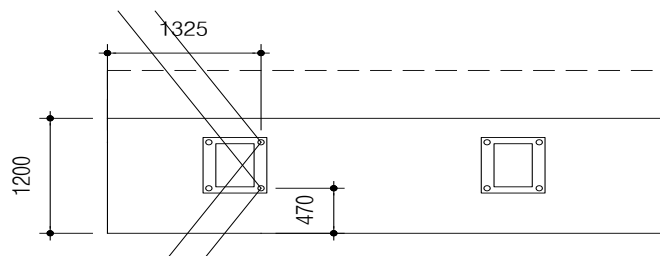
$$C_{a2}' = 470 \text{ mm}$$

$$S_L = 480 \text{ mm} \quad 1.5C_{a1} = 1,988 \text{ mm}$$

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

$$h_{cop} = 5,063 \text{ mm} \quad h_a = \min[h_{cop}, 1.5C_{a1}] = 1,988 \text{ mm}$$

투영길이 = 1,200 mm



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

$$1\text{면} \quad C_{a1} = 1,325 \text{ mm} < 1.5C_{a1} = 1,988 \text{ mm}$$

$$2\text{면} \quad C_{a2}' = 470 \text{ mm} < 1.5C_{a1} = 1,988 \text{ mm}$$

$$3\text{면} \quad h_{\text{cop}} = 5,063 \text{ mm} > 1.5C_{a1} = 1,988 \text{ mm}$$

- 연단거리 재산정 불필요

$$C_{a1}' = \max(C_{a2}/1.5, h_a/1.5, S_{ay}/3] = 1,325 \text{ mm}$$

$$1.5C_{a1}' = 1,988 \text{ mm}$$

$$\therefore C_{a1} = 1,325 \text{ mm} \quad 1.5C_{a1} = 1,988 \text{ mm}$$

$$A_{vc} = 2,385,000 \text{ mm}^2$$

$$A_{vco} = 4.5C_{a1}^2 = 4.5 \times 1,325^2 = 7,900,313 \text{ mm}^2$$

$$\text{check} \quad A_{vc} < n \quad A_{vco} = 2,385,000 < 2 \times 7,900,313 = 15,800,625 \text{ mm}^2$$

$$\Phi_{ed,v} = 0.771$$

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

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

$$= 0.6 \frac{150^{0.2}}{22} \times \sqrt{22} \times \sqrt{24} \times 1,325^{1.5}$$

$$= 976.17 \text{ kN}$$

$$V_{b2} = 3.7 \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5} = 3.7 \times \sqrt{24} \times 1,325^{1.5} = 874.241 \text{ kN}$$

$$\therefore V_b = \text{MIN} [976.17, 874.241] = 874.241 \text{ kN}$$

$$l_e = \text{MIN}[h_{\text{ef}}, 8d_a] = 150 \text{ mm}$$

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

$$= \frac{2,385,000}{7,900,313} \times 0.771 \times 1.200 \times 1.000 \times 874 = 244 \text{ kN}$$

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

$$\therefore V_{\text{cbg}}^T = \min [621.490, 390.660] = 390.660 \text{ kN}$$

2) 소요성능 : 앵커부 요구성능

$$\text{교축방향:} \quad F_{AC,DL} = 189 \times 6 = 1,133 \text{ kN}$$

$$\text{교직방향:} \quad F_{AC,DT} = 185 \times 1 = 185 \text{ kN}$$

3) 평가

$$\text{교축방향} \quad \frac{V_{\text{cbgL}}}{F_{AC,DL}} = \frac{4,942}{1,133} = 4.360 > 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\text{교직방향} \quad \frac{V_{\text{cbgT}}}{F_{AC,DT}} = \frac{391}{185} = 2.109 > 1.0 \quad \text{OK}$$

(4) 콘크리트 프라이 아웃 파괴

받침에 고정하중에 의한 압축력이 작용하는 경우

콘크리트 프라이아웃 파괴는 발생하지 않으므로 검토하지 아니한다.

$$\text{받침부의 유효수직력 } 0.88D = 0.88 \times 714.635 = 628.8788 \text{ kN}$$

$$\text{교축방향: } 0.25V_{\text{pry,ec}}^L = 494 \times 0.25 = 123.557025 \text{ kN} \leq 0.88D$$

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

$$\text{교직방향: } 0.25V_{\text{pry,ec}}^T = 391 \times 0.25 = 97.665 \text{ kN} \leq 0.88D$$

∴ 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	1,470	1,133	1.297	OK
		교직	1,470	1,111	1.323	OK
	앵커볼트	교축	407	189	2.156	OK
		교직	407	185	2.199	OK
	콘크리트	교축	4,942	1,133	4.360	OK
		교직	391	185	2.109	OK

9.1 설계 조건

9.1.1 일반 조건

- 1) 교 량 명 : 제암1육교(상행) (A1)
- 2) 상부 형식 : PSCI
- 3) 지간 구성 : $L = 30.00 \text{ m } 1@30=30.00\text{m}$
- 4) 교대 폭원 : $B = 14.00 \text{ m}$
- 5) 사 각 : $\theta = 0.00^\circ$
- 6) 교량 받침 : 탄성받침
- 7) 기초 형식 : 말뚝 기초

9.1.2 사용 재료

- 1) 콘크리트
 - 설계기준강도 : $f_{ck} = 24 \text{ Mpa}$
 - 단 위 중 량 : $W_c = 25.00 \text{ kN/m}^3$
 - 탄 성 계 수 : $E_c = 23,000 \text{ MPa}$
- 2) 철 근
 - 항 복 강 도 : $f_y = 300 \text{ Mpa}$
 - 탄 성 계 수 : $E_s = 200,000 \text{ MPa}$
- 3) 뒤틀림흡수
 - 단 위 중 량 : $W_s = 20.00 \text{ kN/m}^3$
 - 내부 마찰각 : $\phi = 35.0^\circ$

9.1.3 적용 하중

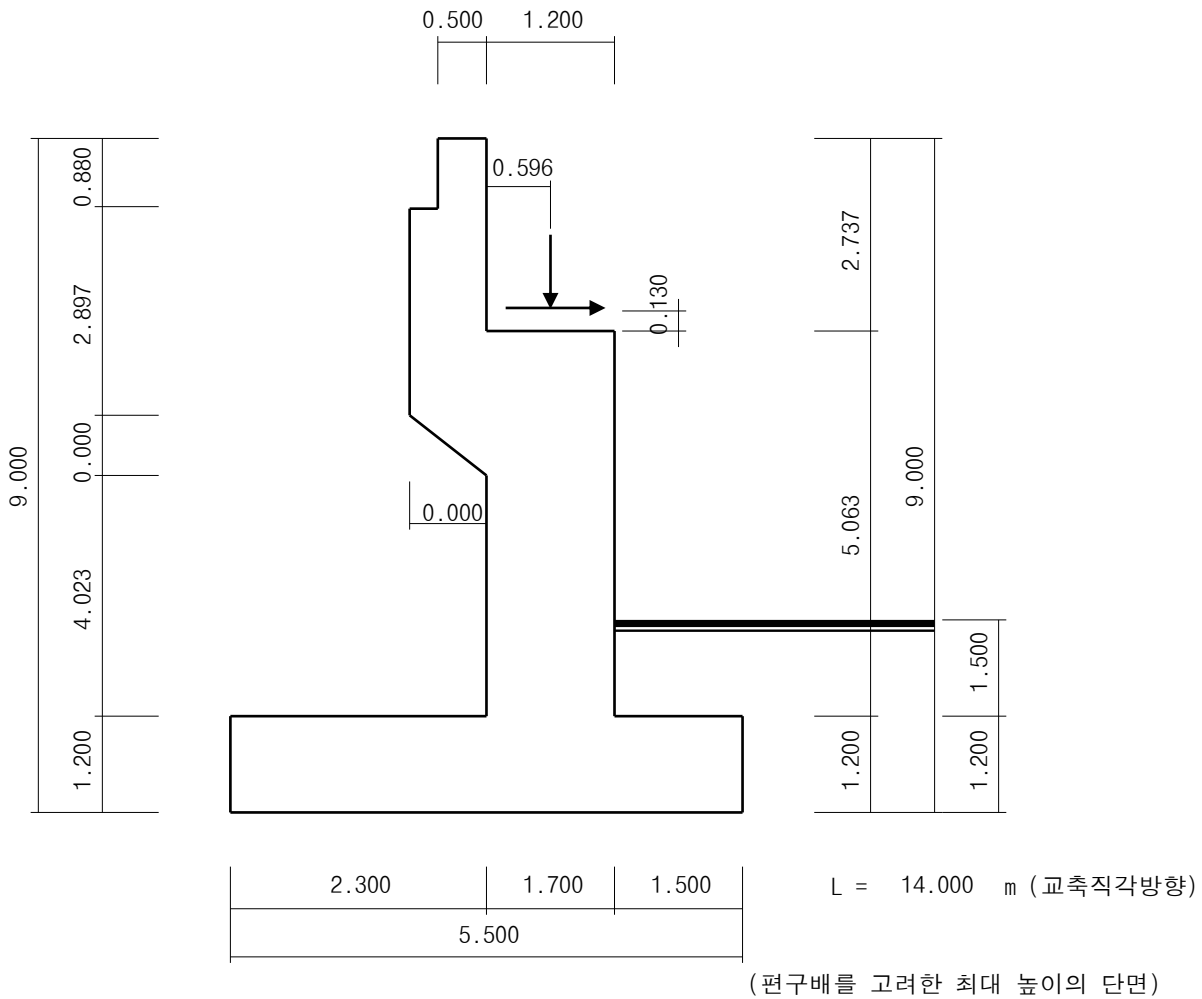
- 1) 고정하중 (Dc) : 상부 고정하중의 연직반력, 교대 구체 자중의 수직 및 수평하중
- 2) 2차 고정하중 (Dw) : 포장 등고정하중의 연직반력
- 3) 지진시 배면에 작용하는 수평토압하중 (EH)
- 4) 뒤틀림제에 의한 지진시 연직 및 수평하중(EV)
- 5) 상부고정하중에 의한 수평력(EQ))

9.1.4 참고 문헌

- 1) 도로교 설계기준 (한계상태 설계법, 2015)

9.2 교대 (A1)

9.2.1 단면 제원



9.2.2 상부 전달 하중

1) 고정하중 반력 (Dc)

- 상부구조 고정하중에 의한 받침부 연직력 = 261.283 kN/m

2) 2차 고정하중 반력 (Dw)

- 포장, 방호벽 등 상부구조 고정하중에 의한 받침부 연직력 = 44.988 kN/m

3) 상부 지진하중 (EQ)

- 상부구조 고정하중에 의한 받침부 수평력 = 80.959 kN/m

9.2.3 구체 지진하중 산출 조건

- 1) 지진구역계수 : 0.11
- 2) 위험도 계수 : 1.40
- 3) 수평지진계수 : 0.077 (A/2 적용)
- 4) 지반계수(S) : 내진설계에 의해 수평력 산출

9.3 교대

9.3.1 하중산정

- 지진시 배면에 작용하는 수평토압 (EH)

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

$$\phi : \text{뒷채움흙의 내부마찰각} = 35.00^\circ$$

$$\beta : \text{벽배면과 연직면이 이루는 각} = 0.00^\circ$$

$$\delta : \text{벽배면과 흙 사이의 벽면 마찰각} = 0.00^\circ$$

$$\phi : \text{지표면과 수평면이 이루는 각} = 0.00^\circ$$

$$\theta : \tan^{-1} [K_h / (1 - K_v)] = 4.403^\circ$$

$$K_E = \frac{\cos^2 30.60}{\cos 4.4 \times \cos^2 0.0 \times \cos 4.4 \times [1 + \sqrt{\{(\sin 35.0 \times \sin 30.6) / (\cos 4.4 \times \cos 0.0)\}}]^2}$$

$$= 0.3138$$

$$K_{EH} = K_E \times \cos \delta = 0.3138 \times \cos 0.00 = 0.3138$$

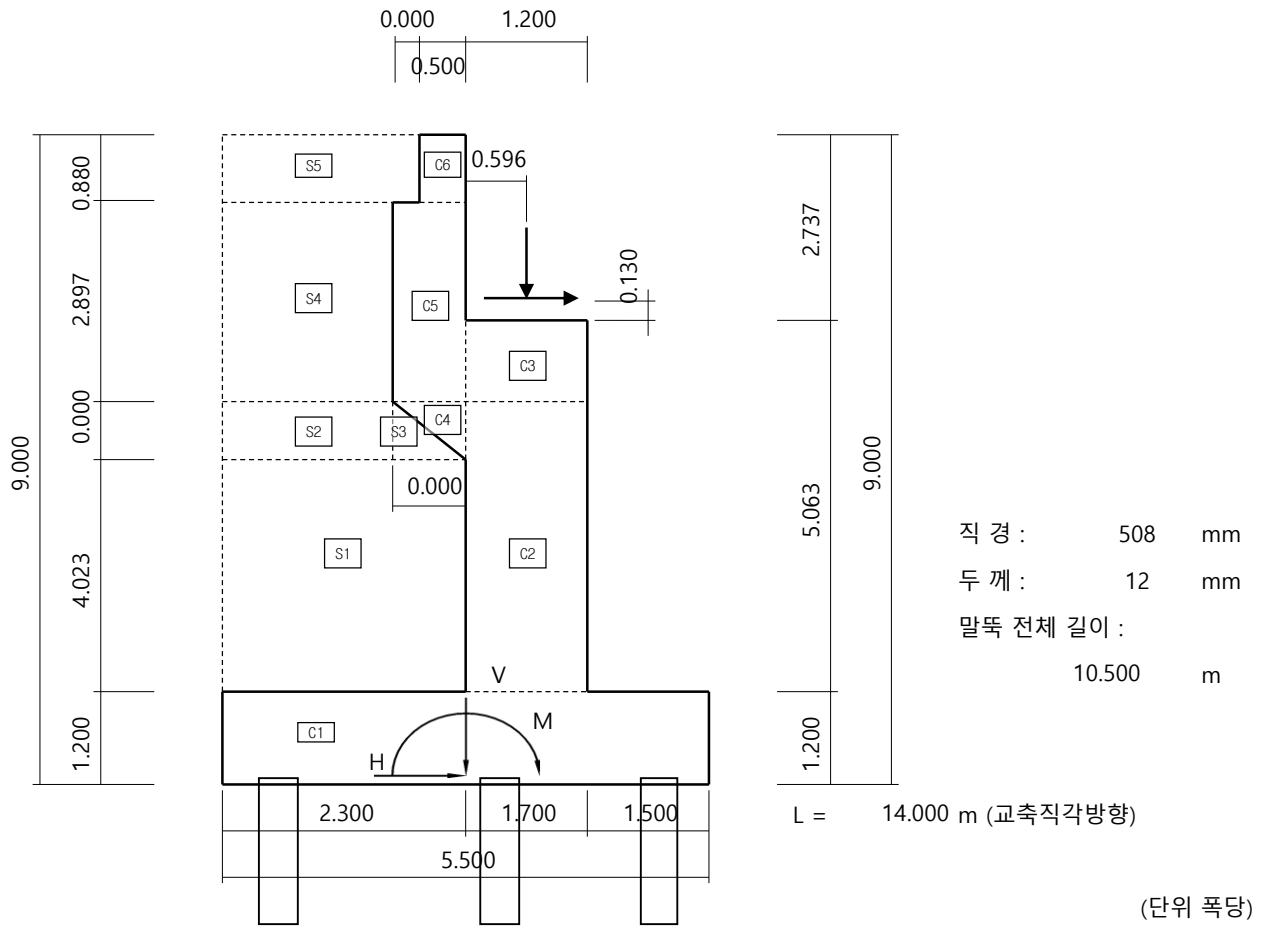
$$Z1 = 0.000 \text{ m} ; q1 = 0.3138 \times 20.00 \times 0.000 = 0.000 \text{ kN/m}^2$$

$$Z2 = 9.000 \text{ m} ; q2 = 0.3138 \times 20.00 \times 9.000 = 56.484 \text{ kN/m}^2$$

$$- Pe = (q1 + q2) / 2 \times H = (0.000 + 56.484) / 2 \times 9.000 = 254.178 \text{ kN}$$

$$- Me = Pe \times H / 2 = 254.178 \times 9.000 / 2 = 1143.801 \text{ kN}$$

- 구체에 의한 작용력(Dc) 및 뒷채움에 의한 작용력(Ev)



구분	A	γ	W	K_h	H	x	y	M_R	M
구체	C1	6.600	25.00	165.000	0.077	12.705	2.750	453.750	7.623
	C2	6.839	25.00	170.978	0.077	13.165	2.350	401.797	42.280
	C3	1.248	25.00	31.200	0.077	2.402	2.100	65.520	13.797
	C4	0.000	25.00	0.000	0.077	0.000	3.200	0.000	0.000
	C5	1.449	25.00	36.213	0.077	2.788	2.950	106.827	18.603
	C6	0.440	25.00	11.000	0.077	0.847	2.950	32.450	7.250
	소계	16.576		414.390		31.908		1060.344	89.553
뒷채움	S1	9.253	20.00	185.058	0.077	14.249	4.350	805.002	45.762
	S2	0.000	20.00	0.000	0.077	0.000	4.350	0.000	0.000
	S3	0.000	20.00	0.000	0.077	0.000	3.200	0.000	0.000
	S4	6.663	20.00	133.262	0.077	10.261	4.350	579.690	68.457
	S5	2.024	20.00	40.480	0.077	3.117	4.350	176.088	26.681
	소계	17.940		358.800		27.628		1560.780	140.901
총 계				773.190		59.536		2621.124	230.454

9.3.2 안정검토

- 단면력 계산 : 1.0Dc+1.0Dw+1.0EH+1.0EV+1.00EQ

$$H=1.00 \times 31.908 + 1.00 \times 254.178 + 1.00 \times 27.628 + 1.00 \times 80.959$$
$$V=1.00 \times (261.283 + 414.390) + 1.00 \times 44.988 + 1.00 \times 358.800$$
$$Mr=1.00 \times (261.283 \times 2.104 + 1,060.344) + 1.00 \times (44.988 \times 2.104) + 1.00 \times 1,560.780$$
$$M=1.00 \times 89.553 + 1.00 \times 1,143.801 + 1.00 \times 140.901 + 1.00 \times 80.959 \times 6.393$$

=

kN

=

kN

=

kN.m

=

kN.m

- 말뚝계산

1) 말뚝 제원

적용 공법	타입강관말뚝	말뚝 배치			
말뚝 직경	508.00 mm	번호	개수	각도	위치
말뚝 두께	12.00 mm	1	9	0.000	2.100
말뚝 길이	10.50 m	2	9	0.000	0.800
돌출 길이	0.00 m	3	9	0.000	-0.500
1/β부근의 N값	50.0	4	9	0.000	-2.100
평균 N값	44.7	5	0	0.000	0.000

2) 허용지지력 (말뚝 본당, 상시기준)

① 단면제원 (부식두께 2.00 mm)

- 말뚝의 면적

Ap

=

15519.468 mm²

- 선단폐쇄면적

A

=

199503.700 mm²

- 단면2차모멘트

I

=

473608000.000 mm⁴

- 탄성계수

E

=

200000.0 Mpa

② 수직허용지지력

- 말뚝선단의 N치 =

50

- 최대주면마찰력(f)=2N=2x44.730

=

894.6 kN/m²

>

100 kN/m²

Va=1/3x[30xNxNA+UxΣ(lxf)]

(항타 말뚝이라 가정)

=1/3x(30x50x10x199,503.700/1000000+πx504.00/1000x10.500x100.000)

=

1551.70 kN/본

Va

=

1551.700 kN/본

(상시 허용지지력)

- 말뚝두부의 허용수평변위 δa =

15 mm

3) 스프링 정수 계산(말뚝본당)

- 무한장 말뚝 판정

(상 시)

βI = 0.00055 x 10400 =

5.72

>

3.0

∴ 반무한장 말뚝

(지진시)

βI = 0.00066 x 10400 =

6.86

>

3.0

∴ 반무한장 말뚝

구 분	상 시			지 진 시		
	고 정	힌 지	보정계수	고 정	힌 지	보정계수
K1	63037.2	31518.6	1.0	108928.3	54464.2	1.0
K2	57306.5	0.0	1.0	82521.4	0.0	1.0
K3	57306.5	0.0	1.0	82521.4	0.0	1.0
K4	104193.8	0.0	1.0	125032.5	0.0	1.0
Kv	301104.2	301104.2	-	301104.2	301104.2	-

4) 연립방정식 정수 계산(말뚝 전체)

구 분		Axx	Axy,Ayx	Ayy	Axa,Aax	Aaa	Aay,Aya
상 시	고정	2269339	0	10839751	-2063034	30064473	812981
	한지	1134670	0	10839751	0	26313496	812981
지진시	고정	3921419	0	10839751	-2970770	30814666	812981
	한지	1960711	0	10839751	0	26313496	812981

5) 말뚝도심에 작용하는 상부전달하중(전체)

구 분	지진시 말뚝에 전달되는 하중(전체)	
수평력	5525.420	kN
수직력	15112.460	kN
모멘트	22327.547	kN.m

6) 말뚝도심점의 변위

구 분	고 정	한 지
	$\delta x(\text{mm})$	2.08360
	$\delta y(\text{mm})$	1.33362
	$a(\text{rad.})$	0.89043

7) 말뚝두부의 변위

구 분	고 정	한 지
구 분	$\delta x1$	2.08360
	$\delta x2$	2.08360
	$\delta x3$	2.08360
	$\delta x4$	2.08360
	$\delta y1$	3.19729
	$\delta y2$	2.03973
	$\delta y3$	0.88217
	$\delta y4$	-0.54252
	$a(\text{rad.})$	0.89043

8) 외력에 의한 말뚝의 분력(말뚝본당)

구 분	고 정	한 지
구 분	Pn1	962.718
	Pn2	614.172
	Pn3	265.626
	Pn4	-163.354
	Ph1	153.484
	Ph2	153.484
	Ph3	153.484
	Ph4	153.484
	Mt1	-60.609
	Mt2	-60.609
	Mt3	-60.609
	Mt4	-60.609

9) 정밀성 검토(전체하중)

구 분			고 정	한 지
	수직력	말뚝반력	15112.460	15112.460
		전달하중	15112.460	15112.460
		오 차(%)	0.000%	0.000%
	수평력	말뚝반력	5525.420	5525.420
		전달하중	5525.420	5525.420
		오 차(%)	0.000%	0.000%
	모멘트	말뚝반력	22327.560	22327.550
		전달하중	22327.547	22327.547
		오 차(%)	0.000%	0.000%

10) 말뚝의 최대반력집계(말뚝본당)

구 분	지진시	
	고정	한지
수직력	962.718	912.041
수평력	153.484	153.484
모멘트	-60.609	-89.969

11) 말뚝 본체 설계

① 말뚝머리부 수직반력 검토

(상 시) $R_a = 1551.700 \text{ kN}$
 (지진시) $R_v = 962.718 \text{ kN} < R_a = 2327.550 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

② 인발력 검토

- 최대주면마찰력(f)= $2N=2 \times 44.730 = 894.6 \text{ kN/m}^2$
 $F_a = 1/2 \times [U_x \Sigma(l_x f)] = 1/2 \times (\pi \times 504.00 / 1000 \times 10.500 \times 100.0) = -831.3 \text{ kN}$
 (지진시) $F_v = -163.354 \text{ kN} > F_a = -831.270 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

③ 말뚝머리부 수평변위 검토 ($\delta a = 15.00 \text{ mm}$)

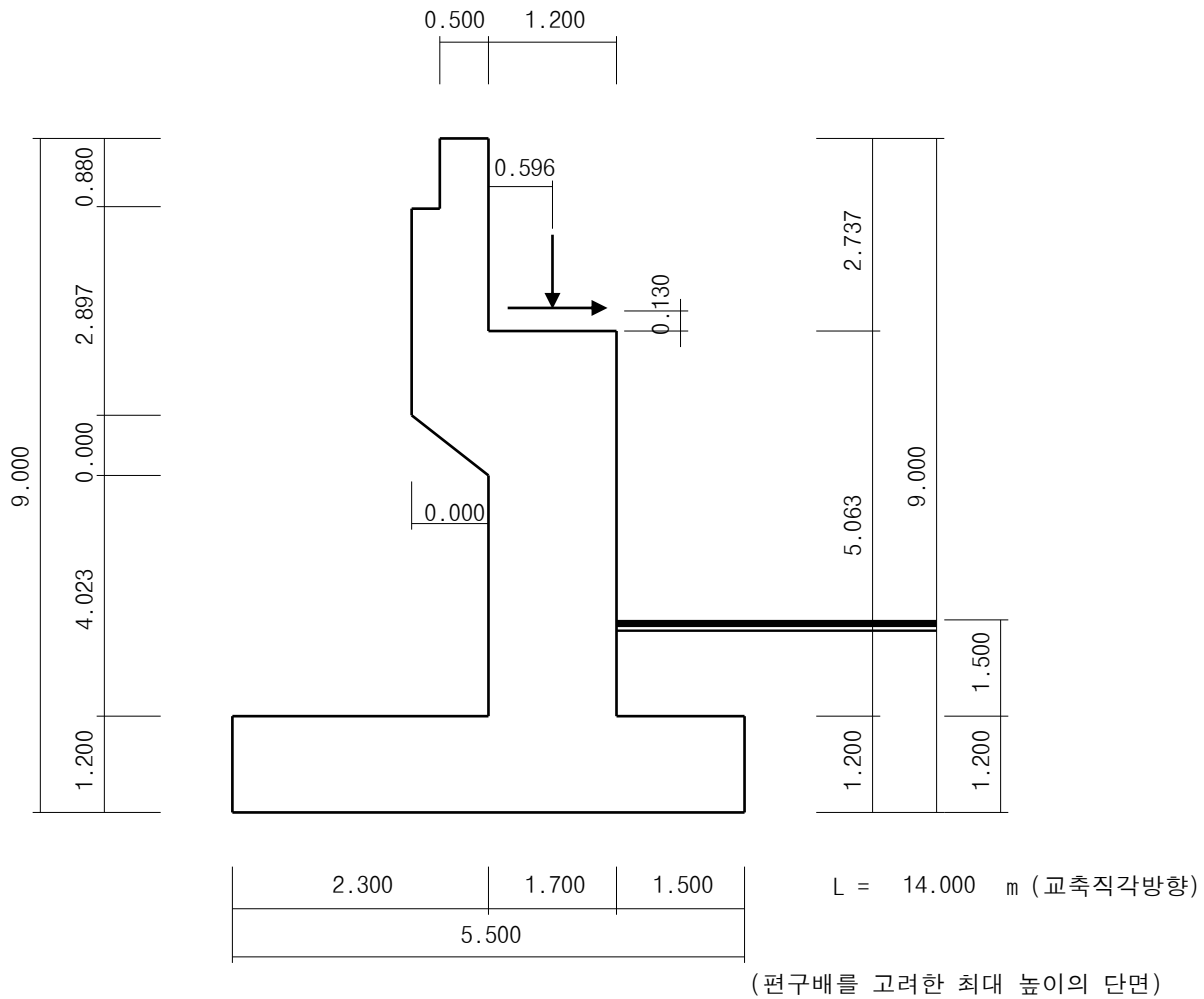
(지진시) 말뚝머리 고정 : $\delta = H / (4EI\beta^3) = 1.410 \text{ mm} \therefore \text{O.K}$
 말뚝머리 한지 : $\delta = H / (2EI\beta^3) = 2.820 \text{ mm} \therefore \text{O.K}$

④ 응력검토 ($f_a = 140 \times 1.5 = 210 \text{ Mpa}$)

(지진시) $f = V/A + M \cdot y/I = 107 \text{ Mpa} \therefore \text{O.K}$

9.4 교대 (A2)

9.4.1 단면 제원



9.4.2 상부 전달 하중

- 1) 고정하중 반력 (Dc)
 - 상부구조 고정하중에 의한 받침부 연직력 = 261.284 kN/m
- 2) 2차 고정하중 반력 (Dw)
 - 포장, 방호벽 등 상부구조 고정하중에 의한 받침부 연직력 = 44.988 kN/m
- 3) 상부 지진하중 (EQ)
 - 상부구조 고정하중에 의한 받침부 수평력 = 80.959 kN/m

9.4.3 구체 지진하중 산출 조건

- 1) 지진구역계수 : 0.11
- 2) 위험도 계수 : 1.40
- 3) 수평지진계수 : 0.077 (A/2 적용)
- 4) 지반계수(S) : 내진설계에 의해 수평력 산출

9.5 교대

9.5.1 하중산정

- 지진시 배면에 작용하는 수평토압 (EH)

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

$$\phi : \text{뒷채움흙의 내부마찰각} = 35.00^\circ$$

$$\beta : \text{벽배면과 연직면이 이루는 각} = 0.00^\circ$$

$$\delta : \text{벽배면과 흙 사이의 벽면 마찰각} = 0.00^\circ$$

$$\phi : \text{지표면과 수평면이 이루는 각} = 0.00^\circ$$

$$\theta : \tan^{-1} [K_h / (1 - K_v)] = 4.403^\circ$$

$$K_E = \frac{\cos^2 30.60}{\cos 4.4 \times \cos^2 0.0 \times \cos 4.4 \times [1 + \sqrt{\{(\sin 35.0 \times \sin 30.6) / (\cos 4.4 \times \cos 0.0)\}}]^2}$$

$$= 0.3138$$

$$K_{EH} = K_E \times \cos \delta = 0.3138 \times \cos 0.00 = 0.3138$$

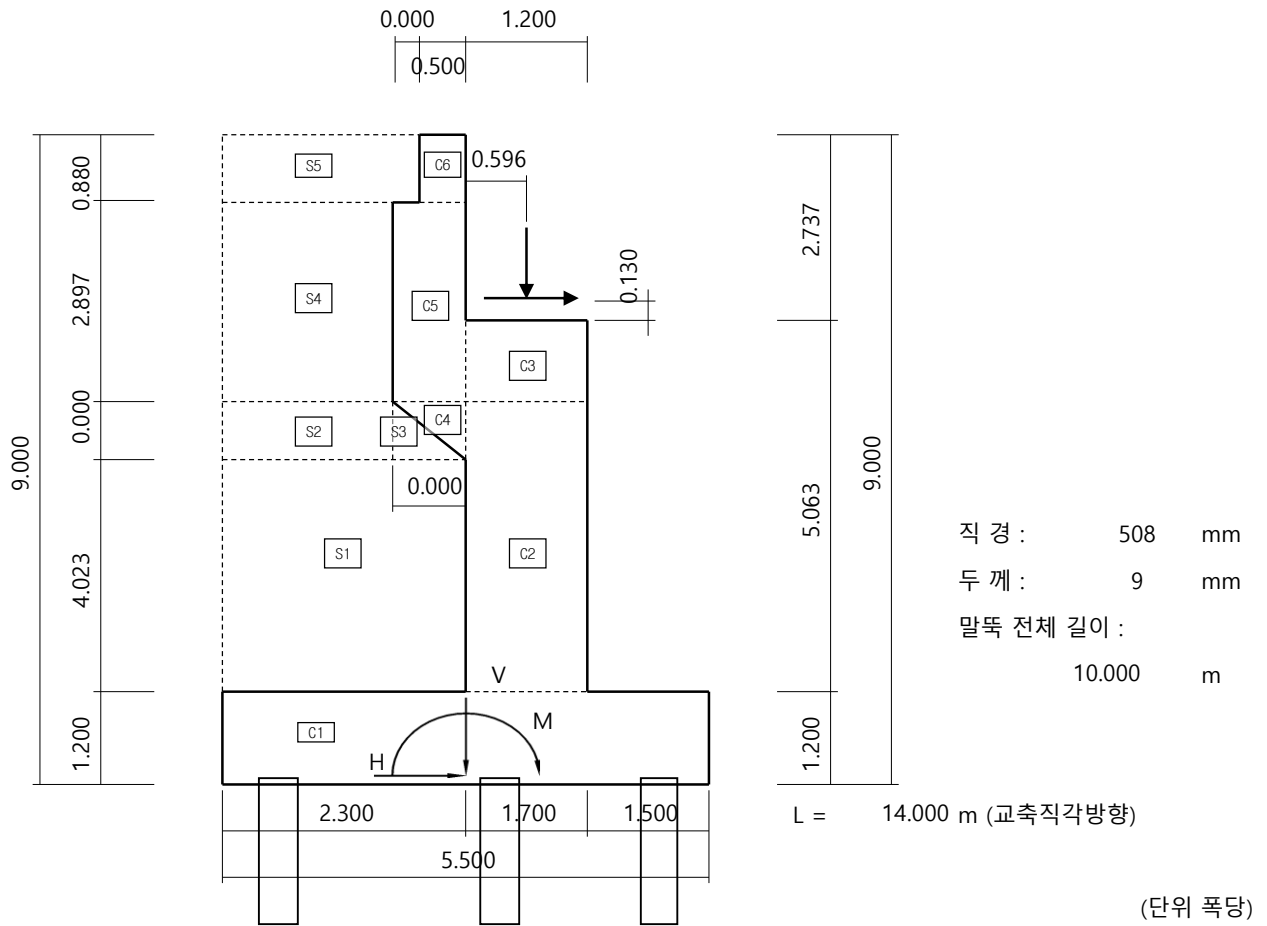
$$Z1 = 0.000 \text{ m} ; q1 = 0.3138 \times 20.00 \times 0.000 = 0.000 \text{ kN/m}^2$$

$$Z2 = 9.000 \text{ m} ; q2 = 0.3138 \times 20.00 \times 9.000 = 56.484 \text{ kN/m}^2$$

$$- Pe = (q1 + q2) / 2 \times H = (0.000 + 56.484) / 2 \times 9.000 = 254.178 \text{ kN}$$

$$- Me = Pe \times H / 2 = 254.178 \times 9.000 / 2 = 1143.801 \text{ kN}$$

- 구체에 의한 작용력(Dc) 및 뒷채움에 의한 작용력(Ev)



구분	A	γ	W	K_h	H	x	y	M_R	M
구체	C1	6.600	25.00	165.000	0.077	12.705	2.750	453.750	7.623
	C2	6.839	25.00	170.978	0.077	13.165	2.350	401.797	42.280
	C3	1.248	25.00	31.200	0.077	2.402	2.100	65.520	13.797
	C4	0.000	25.00	0.000	0.077	0.000	3.200	0.000	0.000
	C5	1.449	25.00	36.213	0.077	2.788	2.950	106.827	18.603
	C6	0.440	25.00	11.000	0.077	0.847	2.950	32.450	7.250
	소계	16.576		414.390		31.908		1060.344	89.553
뒷채움	S1	9.253	20.00	185.058	0.077	14.249	4.350	805.002	45.762
	S2	0.000	20.00	0.000	0.077	0.000	4.350	0.000	0.000
	S3	0.000	20.00	0.000	0.077	0.000	3.200	0.000	0.000
	S4	6.663	20.00	133.262	0.077	10.261	4.350	579.690	68.457
	S5	2.024	20.00	40.480	0.077	3.117	4.350	176.088	26.681
	소계	17.940		358.800		27.628		1560.780	140.901
총 계			773.190		59.536			2621.124	230.454

9.5.2 안정검토

- 단면력 계산 : 1.0Dc+1.0Dw+1.0EH+1.0EV+1.00EQ

$$H=1.00 \times 31.908 + 1.00 \times 254.178 + 1.00 \times 27.628 + 1.00 \times 80.959$$
$$V=1.00 \times (261.284 + 414.390) + 1.00 \times 44.988 + 1.00 \times 358.800$$
$$Mr=1.00 \times (261.284 \times 2.104 + 1,060.344) + 1.00 \times (44.988 \times 2.104)$$
$$+ 1.00 \times 1,560.780$$
$$M=1.00 \times 89.553 + 1.00 \times 1,143.801 + 1.00 \times 140.901$$
$$+ 1.00 \times 80.959 \times 6.393$$

=

394.673

kN

=

1079.462

kN

=

3265.521

kN.m

=

1891.828

kN.m

- 말뚝계산

1) 말뚝 제원

적용 공법	타입강관말뚝	말뚝 배치			
말뚝 직경	508.00 mm	번호	개수	각도	위치
말뚝 두께	9.00 mm	1	9	0.000	2.100
말뚝 길이	10.00 m	2	9	0.000	0.800
돌출 길이	0.00 m	3	9	0.000	-0.500
1/β부근의 N값	50.0	4	9	0.000	-2.100
평균 N값	42.0	5	0	0.000	0.000

2) 허용지지력 (말뚝 본당, 상시기준)

① 단면제원 (부식두께 2.00 mm)

- 말뚝의 면적

Ap

=

10929.601 mm²

- 선단폐쇄면적

A

=

199503.700 mm²

- 단면2차모멘트

I

=

337531000.000 mm⁴

- 탄성계수

E

=

200000.0 Mpa

② 수직허용지지력

- 말뚝선단의 N치 =

50

- 최대주면마찰력(f)=2N=2x42.000

=

840.0 kN/m²

>

100 kN/m²

Va=1/3x[30xNxNA+UxΣ(lxf)]

(항타 말뚝이라 가정)

=1/3x(30x50x10x199,503.700/1000000+πx504.00/1000x10.000x100.000)

=

1525.31 kN/본

Va

=

1525.310 kN/본

(상시 허용지지력)

- 말뚝두부의 허용수평변위 δa =

15 mm

3) 스프링 정수 계산(말뚝본당)

- 무한장 말뚝 판정

(상 시)

βI = 0.00061 x 9900 =

6.04

>

3.0

∴ 반무한장 말뚝

(지진시)

βI = 0.00072 x 9900 =

7.13

>

3.0

∴ 반무한장 말뚝

구 분	상 시			지 진 시		
	고 정	한 지	보정계수	고 정	한 지	보정계수
K1	61290.5	30645.2	1.0	100786.2	50393.1	1.0
K2	50238.1	0.0	1.0	69990.4	0.0	1.0
K3	50238.1	0.0	1.0	69990.4	0.0	1.0
K4	82357.6	0.0	1.0	97208.9	0.0	1.0
Kv	219696.0	219696.0	-	219696.0	219696.0	-

4) 연립방정식 정수 계산(말뚝 전체)

구 분		Axx	Axy,Ayx	Ayy	Axa,Aax	Aaa	Aay,Aya
상 시	고정	2206458	0	7909056	-1808572	22164107	593179
	힌지	1103227	0	7909056	0	19199233	593179
지진시	고정	3628303	0	7909056	-2519654	22698754	593179
	힌지	1814152	0	7909056	0	19199233	593179

5) 말뚝도심에 작용하는 상부전달하중(전체)

구 분	지진시 말뚝에 전달되는 하중(전체)	
수평력	5525.426	kN
수직력	15112.470	kN
모멘트	22327.592	kN.m

6) 말뚝도심점의 변위

구 분	고 정	힌 지
	$\delta x(\text{mm})$	2.35440
	$\delta y(\text{mm})$	1.82097
	$a(\text{rad.})$	1.10647

7) 말뚝두부의 변위

구 분	고 정	힌 지
구 분	$\delta x1$	2.35440
	$\delta x2$	2.35440
	$\delta x3$	2.35440
	$\delta x4$	2.35440
	$\delta y1$	4.33554
	$\delta y2$	2.77890
	$\delta y3$	1.22227
	$\delta y4$	-0.69359
	$a(\text{rad.})$	1.10647

8) 외력에 의한 말뚝의 분력(말뚝본당)

구 분	고 정	힌 지
구 분	Pn1	952.500
	Pn2	610.514
	Pn3	268.528
	Pn4	-152.378
	Ph1	153.484
	Ph2	153.484
	Ph3	153.484
	Ph4	153.484
	Mt1	-48.387
	Mt2	-48.387
	Mt3	-48.387
	Mt4	-48.387

9) 정밀성 검토(전체하중)

구 분			고 정	한 지
	수직력	말뚝반력	15112.480	15112.470
		전달하중	15112.470	15112.470
		오 차(%)	0.000%	0.000%
	수평력	말뚝반력	5525.420	5525.420
		전달하중	5525.426	5525.426
		오 차(%)	0.000%	0.000%
	모멘트	말뚝반력	22327.590	22327.590
		전달하중	22327.592	22327.592
		오 차(%)	0.000%	0.000%

10) 말뚝의 최대반력집계(말뚝본당)

구 분	지진시	
	고정	한지
수직력	952.500	912.042
수평력	153.484	153.484
모멘트	-48.387	-81.119

11) 말뚝 본체 설계

① 말뚝머리부 수직반력 검토

(상 시) $R_a = 1525.310 \text{ kN}$
 (지진시) $R_v = 952.500 \text{ kN} < R_a = 2287.965 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

② 인발력 검토

- 최대주면마찰력(f)= $2N=2 \times 42.000 = 840 \text{ kN/m}^2$
 $F_a = 1/2 \times [U_x \Sigma(l_x f)] = 1/2 \times (\pi \times 504.00 / 1000 \times 10.000 \times 100.0) = -791.7 \text{ kN}$
 (지진시) $F_v = -152.378 \text{ kN} > F_a = -791.680 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

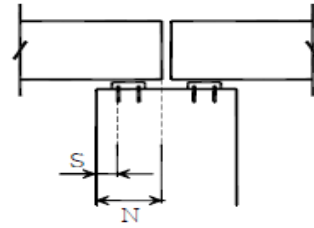
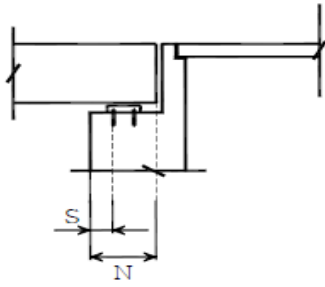
③ 말뚝머리부 수평변위 검토 ($\delta a = 15.00 \text{ mm}$)

(지진시) 말뚝머리 고정 : $\delta = H / (4EI\beta^3) = 1.520 \text{ mm} \therefore \text{O.K}$
 말뚝머리 한지 : $\delta = H / (2EI\beta^3) = 3.050 \text{ mm} \therefore \text{O.K}$

④ 응력검토 ($f_a = 140 \times 1.5 = 210 \text{ Mpa}$)

(지진시) $f = V/A + M \cdot y/I = 144 \text{ Mpa} \therefore \text{O.K}$

10. 지지길이평가



10.1 교대 1

1) 보유성능 : 교각의 받침지지길이 N_C

- $N_C = 1100.00 \text{ mm}$

2) 소요성능 N_D

- $N_D = \text{MAX}[\text{응답변위}, N_{\min}] = \text{MAX}[97.48, 250.10] = 250.10 \text{ mm}$

- $N_{\min} = (200 + 1.67L + 6.66H) * (1 + 0.000125\theta^2) = 250.10 \text{ mm}$

- $L = 30.00 \text{ m}$ (연속경간장)

- $H = \text{m}$ (총 교각 유효높이 평균길이)

- $\theta = 0^\circ$ (사각)

3) 평가

- $\frac{N_C}{N_D} = \frac{1100}{250} = 4.400 \geq 1.0 \therefore \text{O.K}$

10.2 교대 2

1) 보유성능 : 교각의 받침지지길이 N_C

- $N_C = 1100.00 \text{ mm}$

2) 소요성능 N_D

- $N_D = \text{MAX}[\text{응답변위}, N_{\min}] = \text{MAX}[97.48, 250.10] = 250.10 \text{ mm}$

- $N_{\min} = (200 + 1.67L + 6.66H) * (1 + 0.000125\theta^2) = 250.10 \text{ mm}$

- $L = 30.00 \text{ m}$ (연속경간장)

- $H = \text{m}$ (총 교각 유효높이 평균길이)

- $\theta = 0^\circ$ (사각)

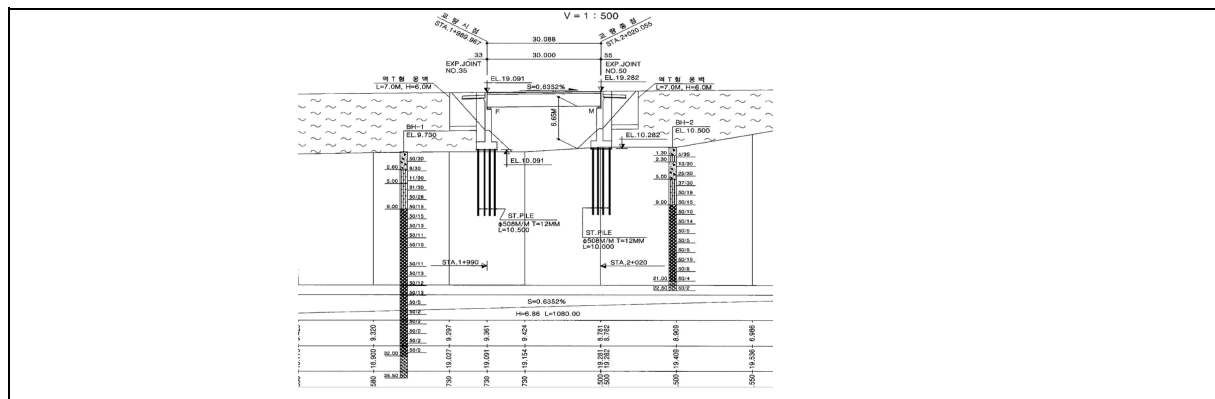
3) 평가

- $\frac{N_C}{N_D} = \frac{1100}{250} = 4.400 \geq 1.0 \therefore \text{O.K}$

교량명 : 제암1육교

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

지 반 조 건 산 정							
종류	누계 (m)	깊이D(m)	N치	Vs (m/s)		D / Vs	
				Sun et al.(2013)	All Soil	Sun et al.(2013)	All Soil
사질토	1.5	1.5	5	137.0	126.4	0.0109	0.0119
사질토	3.0	1.5	13	185.9	186.4	0.0081	0.0080
사질토	4.5	1.5	25	229.0	243.3	0.0066	0.0062
사질토	6.0	1.5	37	259.5	285.4	0.0058	0.0053
풍화토	7.5	1.5	79	383.1	388.5	0.0039	0.0039
풍화토	9.0	1.5	100	418.3	427.7	0.0036	0.0035
풍화암	10.5	1.5	150	876.6	504.5	0.0017	0.0030
풍화암	12.0	1.5	107	761.6	439.9	0.0020	0.0034
풍화암	13.5	1.5	300	1171.2	668.9	0.0013	0.0022
풍화암	15.0	1.5	300	1171.2	668.9	0.0013	0.0022
풍화암	16.5	1.5	300	1171.2	668.9	0.0013	0.0022
풍화암	18.0	1.5	100	739.9	427.7	0.0020	0.0035
풍화암	19.5	1.5	188	962.3	552.4	0.0016	0.0027
풍화암	21.0	1.5	300	1171.2	668.9	0.0013	0.0022
풍화암	22.5	1.5	300	1171.2	668.9	0.0013	0.0022
합 계		22.5				0.0525	0.0625
평균 전단 파속도						428.4	359.9
지반조건						S4	S4
						S4	



제암1육교

- 교량명 : 제암1육교
- 보링 위치 : 0
- 지반 등급 : S4
- 지하수위 : 0m
- 지반정보

○ 단위중량

구분	사질토	자갈층	풍화토	풍화암
단위중량	19.5	19.5	19.5	21.5

- 액상화 예비평가

[illegible]