

교 량 내 진 성 능 평 가

사능1교(호평방향)

보강전 내진성능평가 계산서

2023. 07

◆ 목 차 ◆

0. 보강전(내진보강) 내진성능평가 결과 요약

1. 개요

2. 하중산정 및 모델링

3. 고정하중에 대한 해석

4. 설계 지진동

5. 유효강성 산정

6. 고유치 해석

7. 지진 해석

8. 하중조합에 따른 단면력

9. 교각부 평가

10. 받침부 평가 (교각, 교대)

11. 기초부 평가

12. 기초부 평가(교대평가)

13. 지지길이평가

0. 보강전(내진보강) 내진성능평가 결과 요약

- 교각 1

구분			보유성능	소요성능	평가	
	교각부 연성도평가		교축(하단)	2.246	1.000	2.246 O.K
P 1			교직(하단)	2.220	1.000	2.220 O.K
	직접기초 안정성	전도	교축	3.200	0.845	3.789 O.K
			교직	3.200	0.882	3.628 O.K
		지지력	교축	18.341	2.000	9.170 O.K
			교직	18.031	2.000	9.016 O.K
		활동	교축	7.806	1.200	6.505 O.K
			교직	10.644	1.200	8.870 O.K
	기초 단면검토	힘	교축	34,252	9,450	3.625 O.K
			교직	27,029	9,629	2.807 O.K
		전단	교축	12,411	4,346	2.856 O.K
			교직	12,247	4,453	2.751 O.K
	받침부	본체 (kN)	교축	2,110	1,123	1.880 O.K
			교직	2,110	746	2.829 O.K
		앵커볼트 (kN)	교축	692	112	6.161 O.K
			교직	692	75	9.274 O.K
		콘크리트 (kN)	교축	1,673	561	2.981 O.K
			교직	386	149	2.587 O.K
		프라이아웃 (kN)	교축	900	112	8.017 O.K
			교직	850	75	11.397 O.K

- 교각 2

구분			보유성능	소요성능	평가	
	교각부 연성도평가		교축(하단)	2.270	1.000	2.270 O.K
P 2			교직(하단)	2.257	1.000	2.257 O.K
	직접기초 안정성	전도	교축	3.200	0.902	3.547 O.K
			교직	3.200	1.569	2.040 O.K
		지지력	교축	18.631	2.000	9.315 O.K
			교직	14.238	2.000	7.119 O.K
		활동	교축	11.079	1.200	9.233 O.K
			교직	6.891	1.200	5.743 O.K
	기초 단면검토	힘	교축	34,252	8,813	3.886 O.K
			교직	27,029	11,651	2.320 O.K
		전단	교축	12,411	4,053	3.062 O.K
			교직	12,247	5,379	2.277 O.K
	받침부	본체 (kN)	교축	2,110	668	3.159 O.K
			교직	2,110	998	2.114 O.K
		앵커볼트 (kN)	교축	692	67	10.357 O.K
			교직	692	100	6.930 O.K
		콘크리트 (kN)	교축	1,673	334	5.011 O.K
			교직	386	200	1.933 O.K
		프라이아웃 (kN)	교축	900	67	13.476 O.K
			교직	850	100	8.517 O.K

- 교각 3

P 3	구분			보유성능	소요성능	평가	
	교각부 연성도평가		교축(하단)	2.219	1.000	2.219	O.K
			교직(하단)	2.203	1.000	2.203	O.K
	직접기초 안정성	전도	교축	3.200	0.958	3.342	O.K
			교직	3.200	0.936	3.419	O.K
		지지력	교축	16.358	2.000	8.179	O.K
			교직	16.515	2.000	8.258	O.K
		활동	교축	7.423	1.200	6.186	O.K
			교직	10.600	1.200	8.833	O.K
	기초 단면검토	힘	교축	34,252	9,984	3.431	O.K
			교직	27,029	9,884	2.735	O.K
		전단	교축	12,411	4,591	2.703	O.K
			교직	12,247	4,570	2.680	O.K
	받침부	본체 (kN)	교축	2,110	1,138	1.854	O.K
			교직	2,110	688	3.066	O.K
		앵커볼트 (kN)	교축	692	114	6.078	O.K
			교직	692	69	10.049	O.K
		콘크리트 (kN)	교축	1,673	569	2.941	O.K
			교직	386	138	2.803	O.K
프라이아웃 (kN)		교축	900	114	7.909	O.K	
		교직	850	69	12.350	O.K	

- 교대 1

A 1	구분			보유성능	소요성능	평가		
	받침부	본체 (kN)	교축	1,055	888	1.187	O.K	
			교직	1,055	606	1.741	O.K	
		앵커볼트 (kN)	교축	692	178	3.893	O.K	
			교직	692	121	5.707	O.K	
		콘크리트 (kN)	교축	1,621	888	1.824	O.K	
			교직	268	121	2.212	O.K	
		프라이아웃 (kN)	교축	900	178	5.065	O.K	
			교직	900	121	7.426	O.K	
	안정성 검토	전도	안전률	1.898	1.500	1.265	O.K	
			허용폭	2.000	1.460	1.369	O.K	
		지지력			2.862	0.564	5.079	O.K
		활동			1.793	1.200	1.494	O.K
	단면 검토	벽체	힘	14,547	1,213	11.996	O.K	
			전단	13,225	300	44.075	O.K	
		앞굽	힘	14,547	533	27.278	O.K	
			전단	13,225	867	15.251	O.K	
		뒷굽	힘	14,547	960	15.152	O.K	
			전단	13,225	394	33.577	O.K	
	지지길이(mm)			교축	1,145	397	2.884	O.K

A 2	구분			보유성능	소요성능	평가		
	받침부	본체 (kN)	교축	1,055	1,026	1.029	O.K	
			교직	1,055	597	1.766	O.K	
		앵커볼트 (kN)	교축	692	205	3.372	O.K	
			교직	692	119	5.788	O.K	
		콘크리트 (kN)	교축	1,621	1,026	1.580	O.K	
			교직	268	119	2.243	O.K	
		프라이아웃 (kN)	교축	900	205	4.388	O.K	
			교직	900	119	7.532	O.K	
	안정성 검토	수평변위			15.000	0.525	28.559	O.K
		연직 압축지지력			17,771.2	153.7	115.627	O.K
		연직 인발지지력			353.4	122.5	2.885	O.K
	말뚝 응력 검토	휨인장응력			210.0	0.0	0.000	O.K
		휨압축응력			210.0	33.7	6.233	O.K
		휨전단응력			120.0	3.4	35.433	O.K
	단면 검토	벽체	휨	14,547.4	812.9	17.896	O.K	
			전단	13,225.2	1,012.1	13.067	O.K	
		앞굽	휨	14,547.4	812.9	17.896	O.K	
			전단	13,225.2	1,012.1	13.067	O.K	
		뒷굽	휨	14,547.4	1,918.7	7.582	O.K	
			전단	13,225.2	446.0	29.650	O.K	
지지길이(mm)			교축	1,145	402	2.847	O.K	

1. 개요

1.1 교량현황

내진성능평가대상 교량현황			
교량명	사능1교(호평방향)	준공년도	2007 년
본부/지사	의정부국토 관리사무소	받침종류	탄성받침
상부구조		하부구조	
형식	PSCI	교각형식	T형 교각
교량폭원	10.45m	기초형식	직접기초
콘크리트	40Mpa	콘크리트	24Mpa
교량연장	(2@30.0) + (2@30.0) = 120.0m		

1.2 내진설계

구분	적용
교량등급	1 등급교 (내진등급)
지진구역계수	0.11
위험도계수	1.40
지반종류	교축 : S2, 교직 : S2
해석방법	다중모드스펙트럼해석법
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 (풍화잔류토),	$V_s = 107.94N^{0.418}$
for sand soils (풍화암),	$V_s = 75.76N^{0.371}$
for sand and silt soils (충적토),	$V_s = 82.01N^{0.319}$
for Gravel (충적토),	$V_s = 78.63N^{0.361}$

1.3 사용프로그램 및 해석모델

구분		적용
기동 강도 산정	해석방법	모멘트-곡률 해석법
	콘크리트 모델	MANDER 모델
	철근 모델	PARK 모델
	모멘트-곡률산정 프로그램	MIDAS CIVIL
탄 성 지 진 력 산 정	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

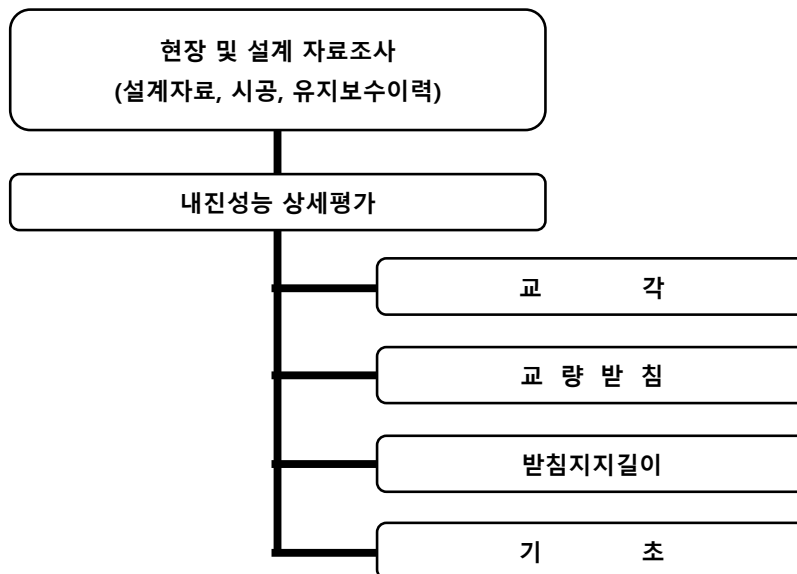
1) 내진성능상세평가 방법

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

내진설계 일반[KDS 17 10 00](국토교통부, 2018)

교량내진설계기준(한계상태설계법)[KDS 24 17 11](국토교통부, 2018)

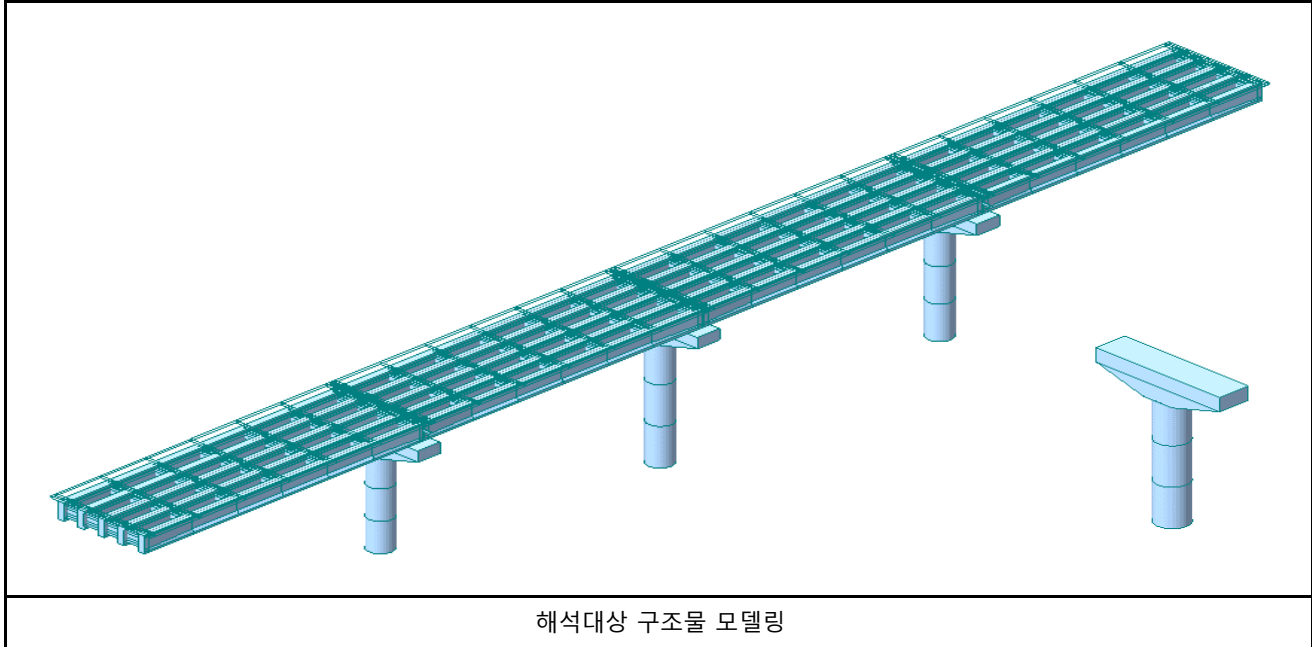
기존 시설물(교량) 내진성능 평가요령(국토교통부, 한국시설안전공단, 2019)

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

2. 하중산정 및 모델링

2.1 구조해석 모델

- 해석대상 교량 : PSC
- 적용 받침 : 탄성받침

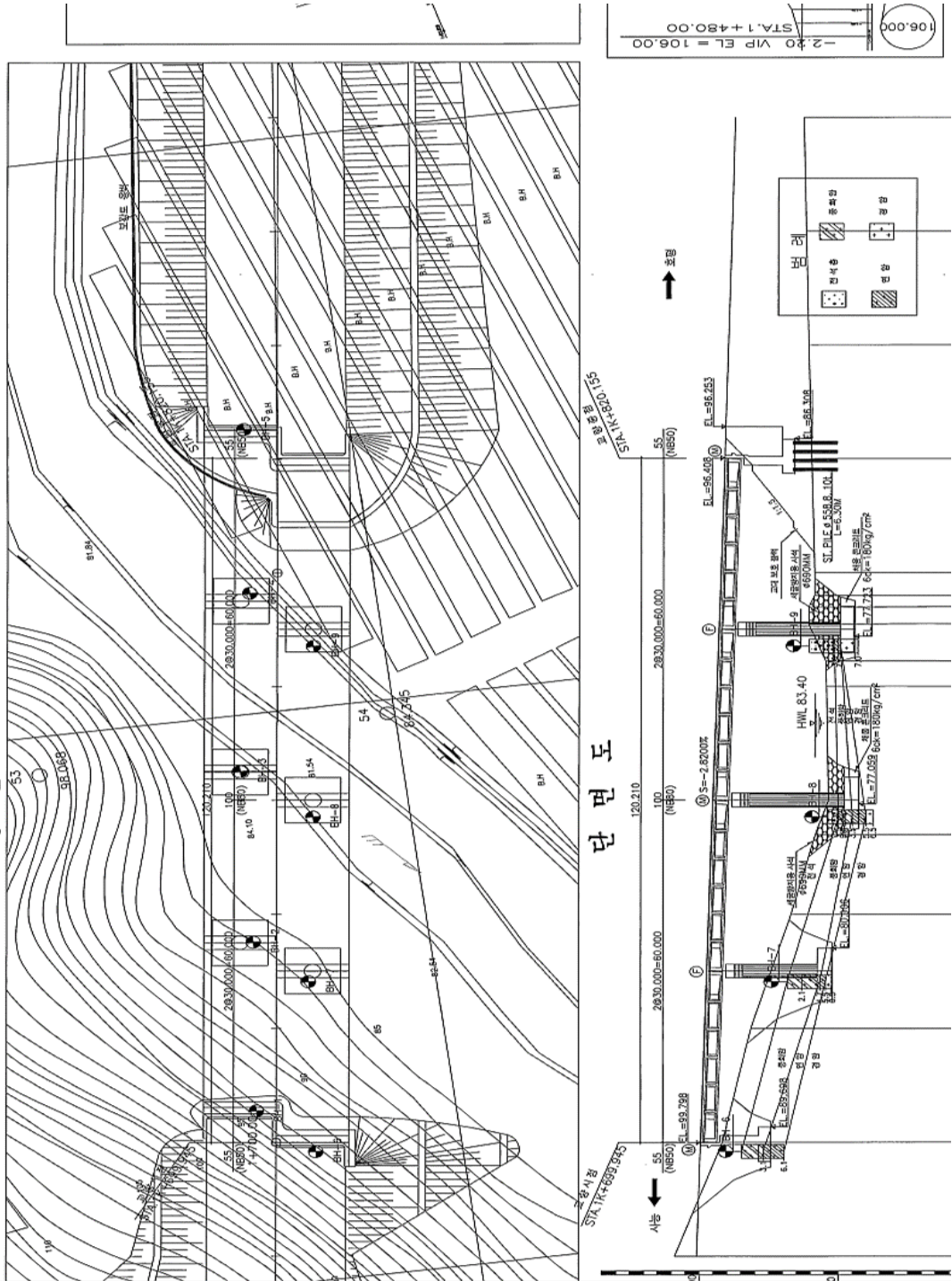


2.2 하중산정 조건

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

슬래브	10.450	×	0.25	×	25.0	÷	5	=	13.06	kN/m
포장	9.715	×	0.08	×	23.0	÷	5	=	3.58	kN/m
방호벽	0.45	×	1.08	×	24.5			=	11.91	kN/m
중분대	0.275	×	0.89	×	24.5			=	6.00	kN/m

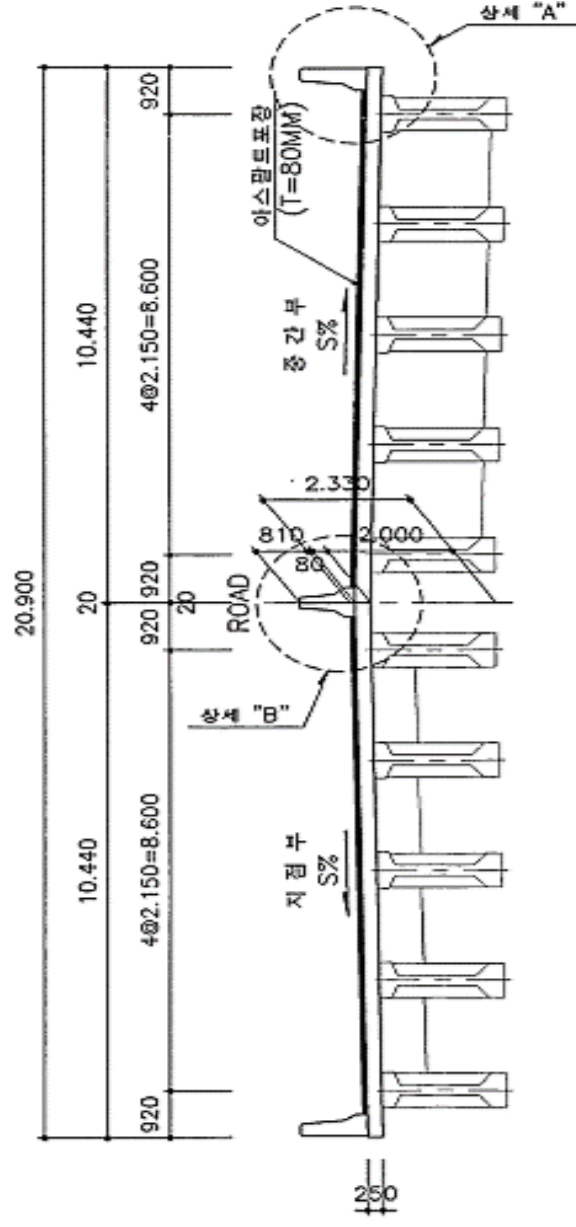
중 평면도
(사능1교 우측)
S = 1 : 400



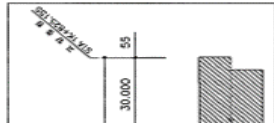
중 평면도

표준형 단면도

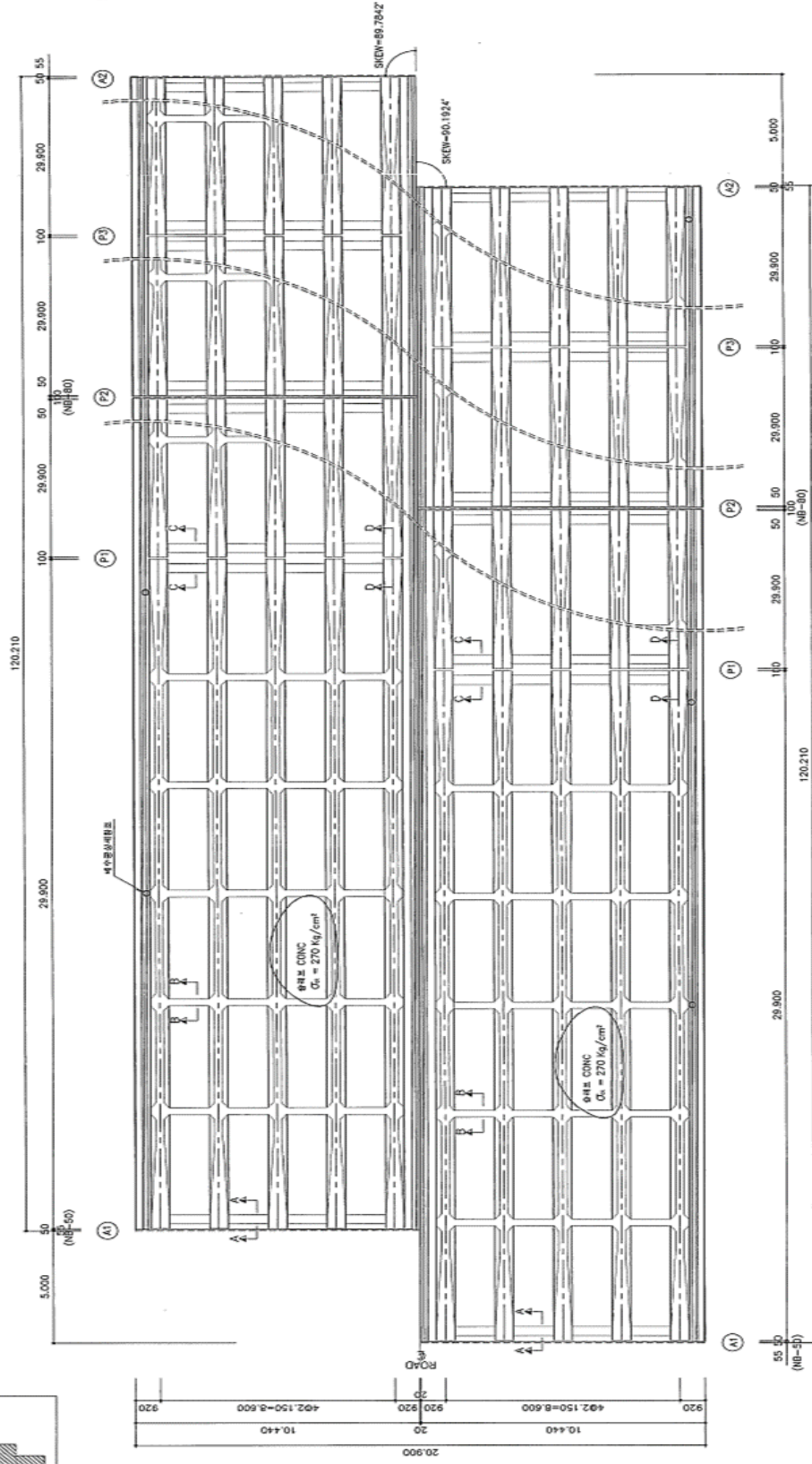
S=1:100



슬래브 평면도 (사유 1교) S=1:100



평면도



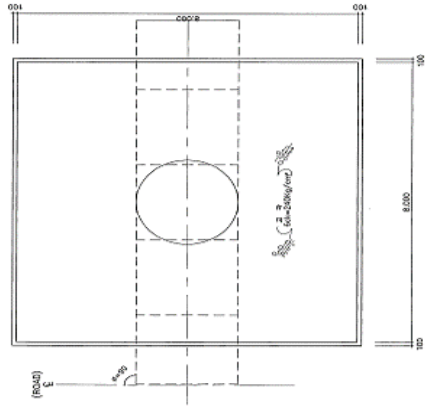
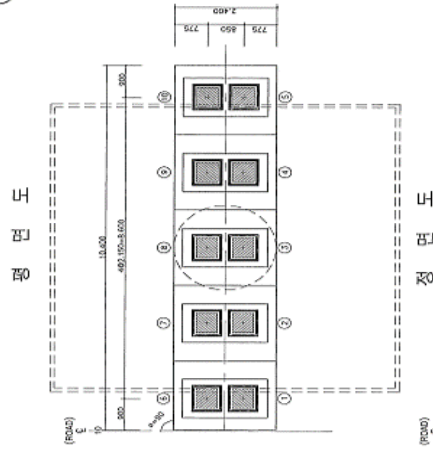
슬래브 평면도

제각영도 (3-2)

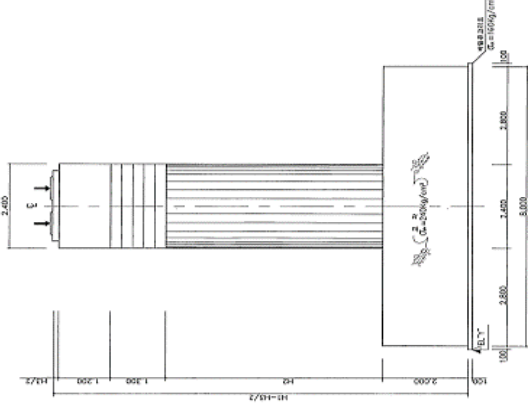
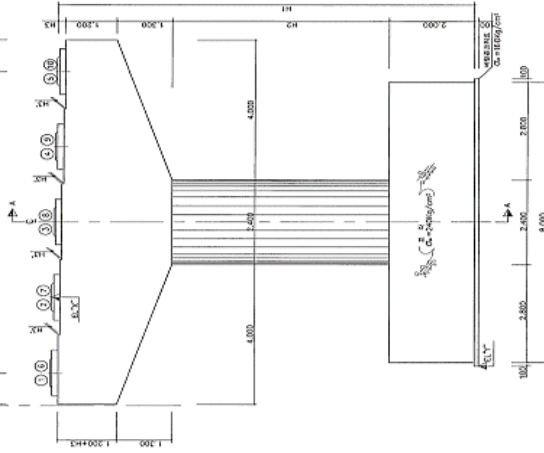
(사능1교P1우측,P2우측,P3우측) S=1:50

$$S = 1:50$$

하
하
하



225 A - A



四
十
五
六
七

	H1	H2	H3	H3'
P1	15.200	10.528	172	43
P2	18.200	13.528	172	43
P3	16.700	12.102	98	24.5

[illegible]

$$S = 1 : 100$$


५
६
७



내 회행권

3. 고정하중에 대한 해석

3.1 받침 반력

구분	받침 번호	고정하중 (kN)	받침용량 (kN)	판정	수평용량 (kN)	전단 스프링계수 (kN/m)
A1	1	577.7	1,350	O.K	211.0	2,346
	2	595.7	1,350	O.K	211.0	2,346
	3	607.4	1,350	O.K	211.0	2,346
	4	626.3	1,350	O.K	211.0	2,346
	5	663.0	1,350	O.K	211.0	2,346
P1	1	707.8	1,350	O.K	211.0	2,346
	2	712.6	1,350	O.K	211.0	2,346
	3	718.0	1,350	O.K	211.0	2,346
	4	731.0	1,350	O.K	211.0	2,346
	5	754.9	1,350	O.K	211.0	2,346
	6	687.7	1,350	O.K	211.0	2,346
	7	705.6	1,350	O.K	211.0	2,346
	8	724.1	1,350	O.K	211.0	2,346
	9	750.1	1,350	O.K	211.0	2,346
	10	786.7	1,350	O.K	211.0	2,346
P2	1	585.5	1,350	O.K	211.0	2,346
	2	594.7	1,350	O.K	211.0	2,346
	3	605.7	1,350	O.K	211.0	2,346
	4	622.9	1,350	O.K	211.0	2,346
	5	647.4	1,350	O.K	211.0	2,346
	6	582.2	1,350	O.K	211.0	2,346
	7	593.8	1,350	O.K	211.0	2,346
	8	604.9	1,350	O.K	211.0	2,346
	9	623.0	1,350	O.K	211.0	2,346
	10	652.9	1,350	O.K	211.0	2,346

P3	1	688.9	1,350	O.K	211.0	2,346
	2	704.7	1,350	O.K	211.0	2,346
	3	723.8	1,350	O.K	211.0	2,346
	4	750.5	1,350	O.K	211.0	2,346
	5	785.3	1,350	O.K	211.0	2,346
	6	707.7	1,350	O.K	211.0	2,346
	7	711.4	1,350	O.K	211.0	2,346
	8	718.1	1,350	O.K	211.0	2,346
	9	732.2	1,350	O.K	211.0	2,346
	10	754.6	1,350	O.K	211.0	2,346
A2	1	581.5	1,350	O.K	211.0	2,346
	2	595.1	1,350	O.K	211.0	2,346
	3	608.4	1,350	O.K	211.0	2,346
	4	628.1	1,350	O.K	211.0	2,346
	5	657.5	1,350	O.K	211.0	2,346

3.2 교각(기둥당) 반력

교각(개소당)		고정하중(kN)		비고
		기둥상단	기둥하단	
P1	1	8502.49	9670.16	
P2	1	7336.58	8836.98	
P3	1	8501.10	9843.34	

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

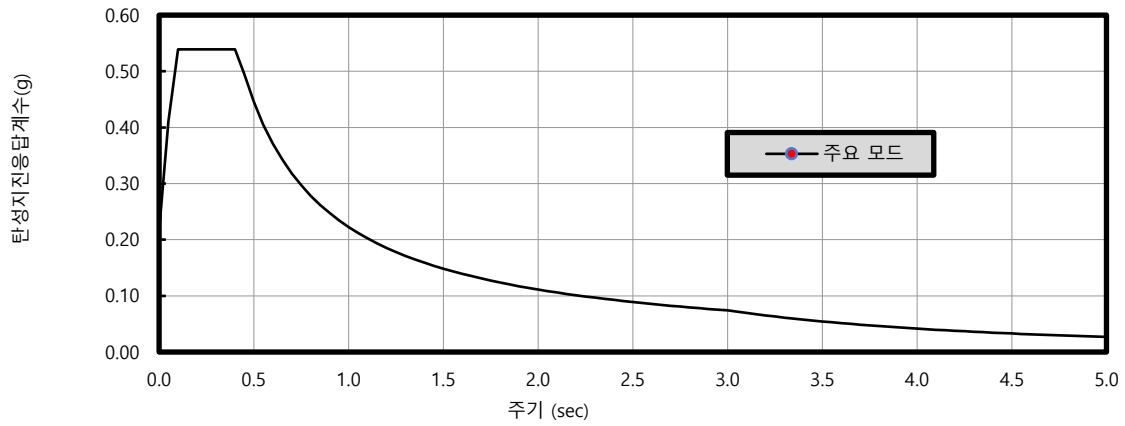
지반종류	지반종류의 호칭	분류기준	
		기반암 깊이, H(m)	토층평균전단파속도
S1	암반 지반	1 미만	-
S2	얕고 단단한 지반	1~20 이하	260 이상
S3	얕고 연약한 지반		260 미만
S4	깊고 단단한 지반	20 초과	180 이상
S5	깊고 연약한 지반		180 미만
S6	부지 고유의 특성평가 및 지반응답해석이 필요한 지반		

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 탄성지진 응답계수

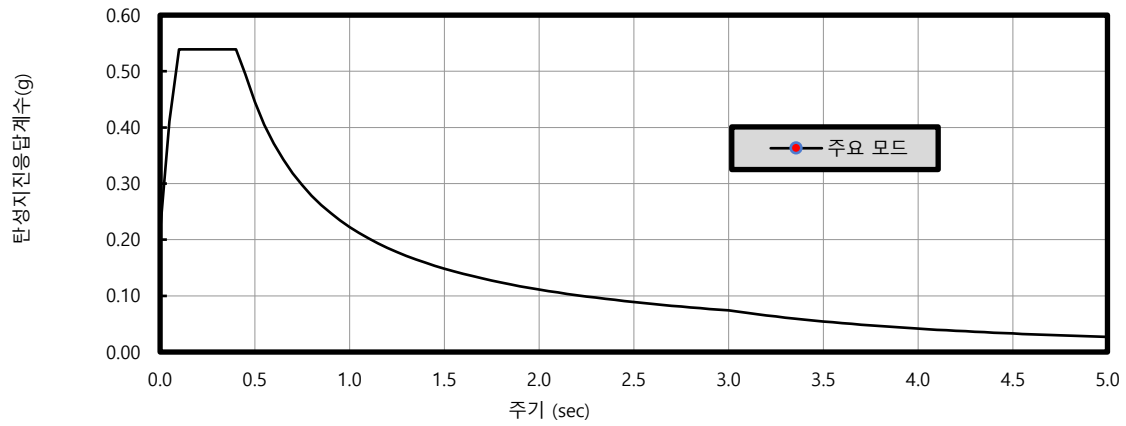
(교축방향 - 5% Damping, S2지반)



주기 (sec)	탄성지진 응답계수 (Cs)	주기 (sec)	탄성지진 응답계수 (Cs)
0.000	0.216	2.550	0.087
0.050	0.411	2.600	0.086
0.100	0.539	2.650	0.084
0.150	0.539	2.700	0.082
0.200	0.539	2.750	0.081
0.250	0.539	2.800	0.080
0.300	0.539	2.850	0.078
0.350	0.539	2.900	0.077
0.400	0.539	2.950	0.075
0.450	0.495	3.000	0.074
0.500	0.445	3.050	0.072
0.550	0.405	3.100	0.070
0.600	0.371	3.150	0.067
0.650	0.343	3.200	0.065
0.700	0.318	3.250	0.063
0.750	0.297	3.300	0.061
0.800	0.278	3.350	0.060
0.850	0.262	3.400	0.058
0.900	0.247	3.450	0.056
0.950	0.234	3.500	0.055
1.000	0.223	3.550	0.053
1.050	0.212	3.600	0.052
1.100	0.202	3.650	0.050
1.150	0.194	3.700	0.049
1.200	0.186	3.750	0.048
1.250	0.178	3.800	0.046
1.300	0.171	3.850	0.045
1.350	0.165	3.900	0.044
1.400	0.159	3.950	0.043
1.450	0.154	4.000	0.042
1.500	0.148	4.050	0.041
1.550	0.144	4.100	0.040
1.600	0.139	4.150	0.039
1.650	0.135	4.200	0.038
1.700	0.131	4.250	0.037
1.750	0.127	4.300	0.036
1.800	0.124	4.350	0.035
1.850	0.120	4.400	0.035
1.900	0.117	4.450	0.034
1.950	0.114	4.500	0.033
2.000	0.111	4.550	0.032
2.050	0.109	4.600	0.032
2.100	0.106	4.650	0.031
2.150	0.104	4.700	0.030
2.200	0.101	4.750	0.030
2.250	0.099	4.800	0.029
2.300	0.097	4.850	0.028
2.350	0.095	4.900	0.028
2.400	0.093	4.950	0.027
2.450	0.091	5.000	0.027
2.500	0.089	5.050	0.026

4.6 탄성지진 응답계수

(교직방향 - 5% Damping, S2지반)



주기 (sec)	탄성지진 응답계수 (Cs)	주기 (sec)	탄성지진 응답계수 (Cs)
0.000	0.216	2.550	0.087
0.050	0.411	2.600	0.086
0.100	0.539	2.650	0.084
0.150	0.539	2.700	0.082
0.200	0.539	2.750	0.081
0.250	0.539	2.800	0.080
0.300	0.539	2.850	0.078
0.350	0.539	2.900	0.077
0.400	0.539	2.950	0.075
0.450	0.495	3.000	0.074
0.500	0.445	3.050	0.072
0.550	0.405	3.100	0.070
0.600	0.371	3.150	0.067
0.650	0.343	3.200	0.065
0.700	0.318	3.250	0.063
0.750	0.297	3.300	0.061
0.800	0.278	3.350	0.060
0.850	0.262	3.400	0.058
0.900	0.247	3.450	0.056
0.950	0.234	3.500	0.055
1.000	0.223	3.550	0.053
1.050	0.212	3.600	0.052
1.100	0.202	3.650	0.050
1.150	0.194	3.700	0.049
1.200	0.186	3.750	0.048
1.250	0.178	3.800	0.046
1.300	0.171	3.850	0.045
1.350	0.165	3.900	0.044
1.400	0.159	3.950	0.043
1.450	0.154	4.000	0.042
1.500	0.148	4.050	0.041
1.550	0.144	4.100	0.040
1.600	0.139	4.150	0.039
1.650	0.135	4.200	0.038
1.700	0.131	4.250	0.037
1.750	0.127	4.300	0.036
1.800	0.124	4.350	0.035
1.850	0.120	4.400	0.035
1.900	0.117	4.450	0.034
1.950	0.114	4.500	0.033
2.000	0.111	4.550	0.032
2.050	0.109	4.600	0.032
2.100	0.106	4.650	0.031
2.150	0.104	4.700	0.030
2.200	0.101	4.750	0.030
2.250	0.099	4.800	0.029
2.300	0.097	4.850	0.028
2.350	0.095	4.900	0.028
2.400	0.093	4.950	0.027
2.450	0.091	5.000	0.027
2.500	0.089	5.050	0.026

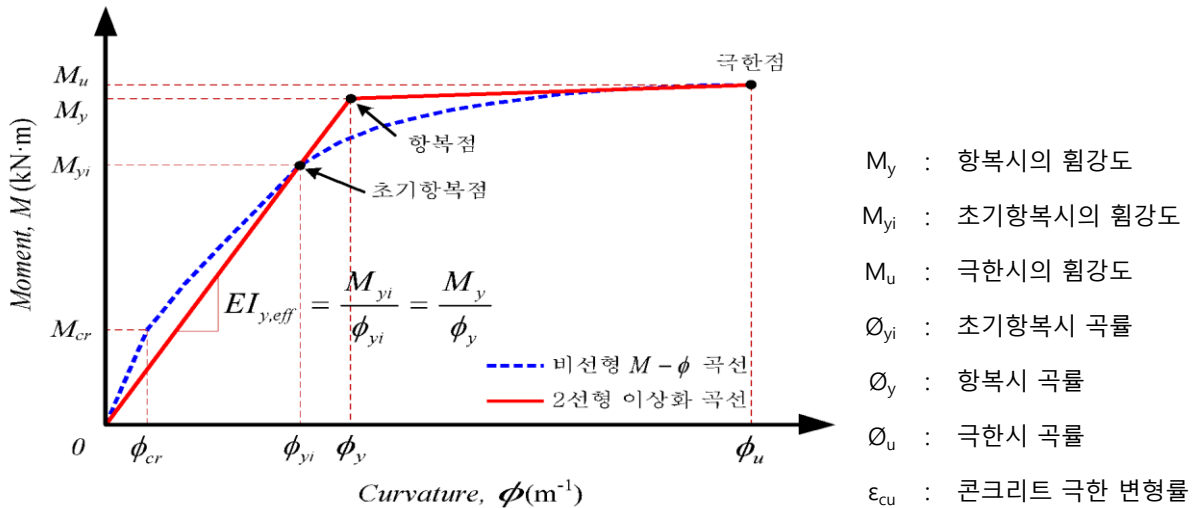
5. 유효강성 산정

5.1 개요

교각의 단면강도, 수평변위 및 유효강성을 산정하기 위하여 단면해석프로그램인

Midas Civil을 통해 앞에서 구한 축력의 효과를 고려하여 아래 그림과 같은 모멘트-곡률

관계곡선을 산정한다.



5.2 콘크리트 모델

설계기준강도	항 목	적 용	단 위	비 고
$f_{ck}=$ 24MPa	$\epsilon_{co}=\epsilon_{cc}$: 콘크리트의 압축변형률	0.0020	-	-
	ϵ_{cu} : 콘크리트의 극한변형률	0.0040	-	
	$f'_{co}=f'_{cc}$: 콘크리트 압축 강도	24	MPa	f_{ck}

5.3 철근모델

설계기준강도	항 목	적 용	근거 및 단위	비 고
$f_y=$ 300MPa	ϵ_y : 항복변형률	0.00150	$f_y/E_s = 300/200000$	
	ϵ_{sh} : 경화시 변형률	0.01150	D29	CALTRANS SDC
	ϵ_{su} : 극한시 변형률	0.12500	D35이하	한국도로공사지침
	f_{sy} : 항복강도	300	f_y (MPa)	도로교설계기준
	f_{su} : 극한강도	440	SD300 (MPa)	KSD3504

5.4 단면형상

교각 위치	교각단면 형상
교각	

축방향철근 상세			콘크리트 극한변형률 ϵ_{cu}				최대공급 변위연성도 $\mu_{\Delta,max}$			
종류	배근 상태	비율								
단일 철근	모두	0%	$0.004 + \alpha_{sh} (\alpha_{sh} = (1.4\rho_{sh} f_{sh} / \epsilon_{su}) / (f_{cc}')) = 0.004$					제한 없음		
겹침 이음 철근	2단 이상 배근	50%	원 형	$l_{sp}/D > 0.5$		$0.0043l_{sp}/D + 0.00085 \leq 0.004$				
				$l_{sp}/D \leq 0.5$ 또는 l_{sp} 모를 때		0.003				
			사각형							
	1단 배근	100%	원 형	$l_{sp}/D > 0.5$		$0.0086l_{sp}/D - 0.0023 \leq 0.004$			1.800	
				$l_{sp}/D \leq 0.5$ 또는 l_{sp} 모를 때		0.002				
			사 각 형	교 축 방 향	벽식	$4 \leq B/H$	0.0007		1.000	
					천이	$1.5 < B/H < 4$	$0.00278 - 0.00052B/H$		$1.8 - 0.2B/H$	
					일반	$B/H \leq 1.5$	0.002		1.500	
	교직방향			0.002						

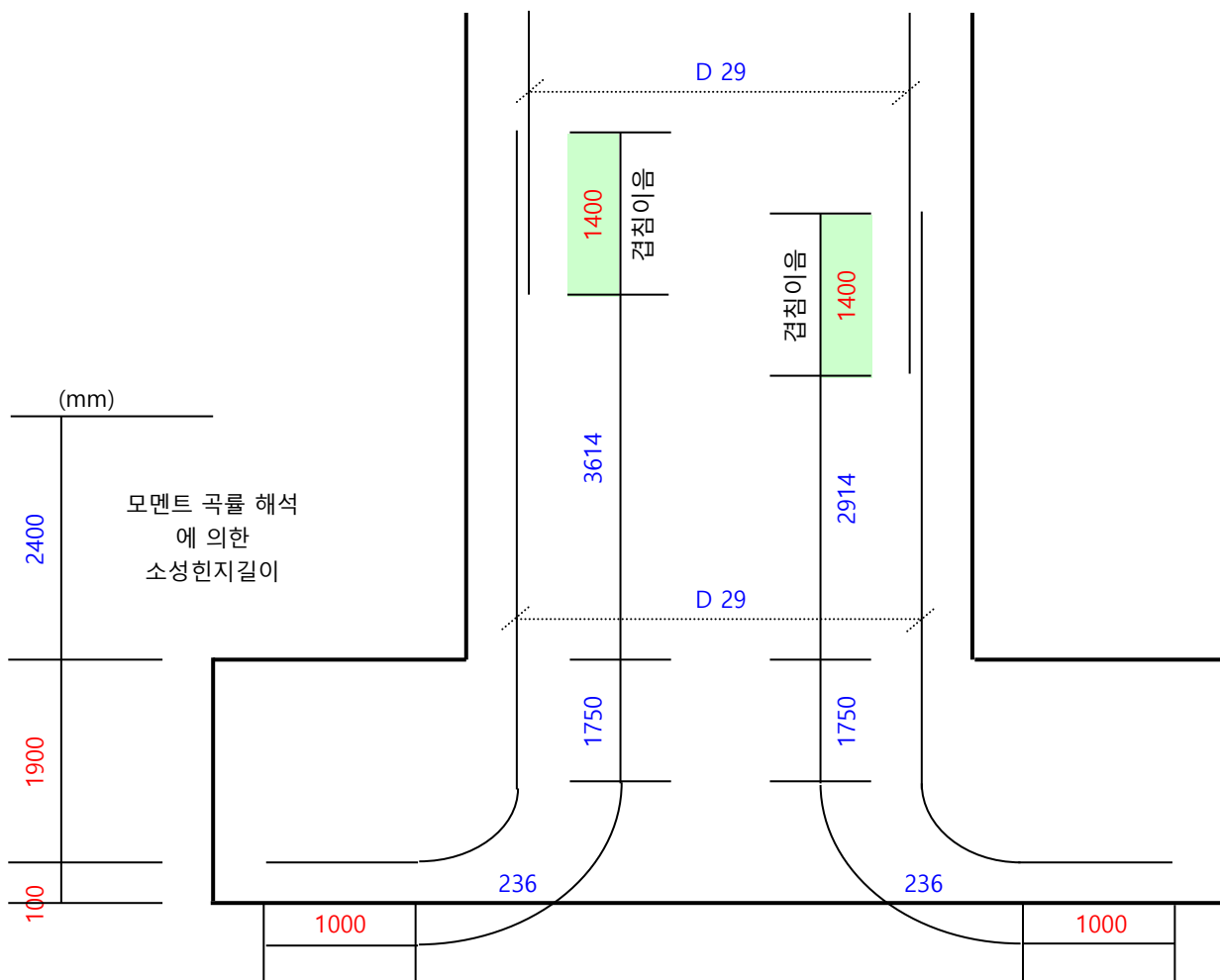
5.5 교각의 겹침이음 판단

- 교축방향

Lp	①	0.08 He + 0.022 f_y d_bl	=	1.234	주철근으로 산정
	②	0.044 f_y d_bl	=	0.383	
	③	D	=	2.400	기둥 직경으로 산정
	④	H / 6	=	1.755	기둥 높이로 산정
	⑤	450mm	=	0.450	
	소성힌지길이 산정		=	2.400	

- 교축직각방향

Lp	①	0.08 He + 0.022 f_y d_bl	=	1.356	주철근으로 산정
	②	0.044 f_y d_bl	=	0.383	
	③	D	=	2.400	기둥 직경으로 산정
	④	H / 6	=	1.755	기둥 높이로 산정
	⑤	450mm	=	0.450	
	소성힌지길이 산정		=	2.400	



∴ 교각 기둥의 소성구역내 겹침이음이 없음.

5.6 모멘트-곡률 해석

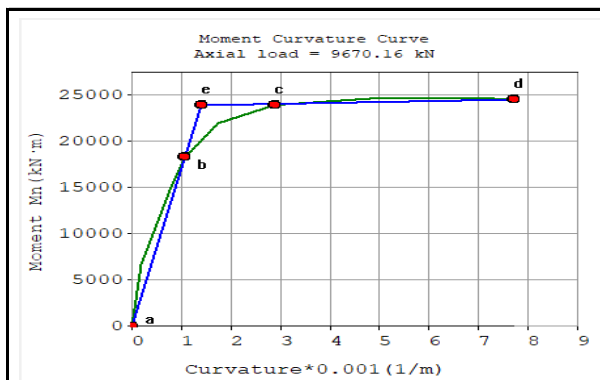
5.6.1 교각1

1) 교축방향

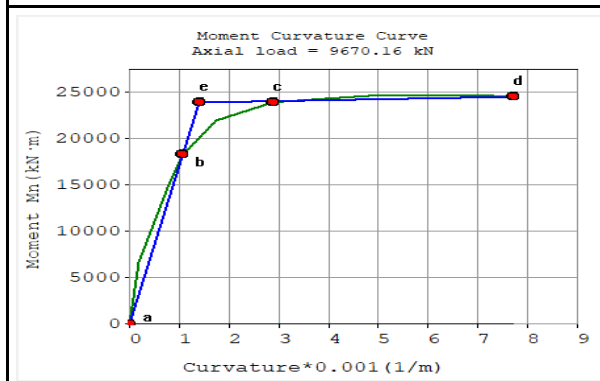
초기항복시	모멘트(M_{y_i})	18,267	kN·m	곡률(Φ_{y_i})	0.001066	m ⁻¹
항복시	모멘트(M_{y^L})	23,959	kN·m	곡률(Φ_{y^L})	0.001399	m ⁻¹
극한시	모멘트(M_{u^L})	24,581	kN·m	곡률(Φ_{u^L})	0.007717	m ⁻¹

2) 교직방향(교각 하단부)

초기항복시	모멘트($M_{y_i^T}$)	18,284	kN·m	곡률($\Phi_{y_i^T}$)	0.001068	m ⁻¹
항복시	모멘트(M_{y^T})	23,961	kN·m	곡률(Φ_{y^T})	0.001399	m ⁻¹
극한시	모멘트(M_{u^T})	24,583	kN·m	곡률(Φ_{u^T})	0.007713	m ⁻¹



< 모멘트 곡률곡선 >
(교축하단방향)



< 모멘트 곡률곡선 >
(교축직각하단방향)

5.6.1.1 교각의유효강성산정

1) 교축방향

$$k^L = I_{eff} / I_g = 0.664 / 1.629 = 0.408$$

$$I_{eff} = \frac{M_y}{\Phi_y \cdot E_c} = \frac{23,959}{0.00139859 \times 25,811,006} = 0.664$$

$$E_c = 8,500 \sqrt[3]{f_{cu}} = 8,500 \sqrt[3]{24 + 4} = 25,811 \text{ Mpa}$$

$$I_g = 1.629 \text{ m}^4$$

2) 교직방향

$$k^T = I_{eff} / I_g = 0.663 / 1.629 = 0.407$$

$$I_{eff} = \frac{M_y}{\Phi_y \cdot E_c} = \frac{23,961}{0.00139933 \times 25,811,006} = 0.663$$

$$E_c = 8,500 \sqrt[3]{f_{cu}} = 8,500 \sqrt[3]{24 + 4} = 25,811 \text{ Mpa}$$

$$I_g = 1.629 \text{ m}^4$$

3) 유효강성 산정

$$\therefore \text{교축방향} \quad I_{eff} = k^{\perp} \times I_g = 0.408 \times I_g = 0.664 \text{ m}^4$$

$$\therefore \text{교직방향} \quad I_{eff} = k^{\parallel} \times I_g = 0.407 \times I_g = 0.663 \text{ m}^4$$

- M-φ 해석에 의해 구한 항복모멘트(M_y)와 항복곡률(ϕ_y)을 이용하여 유효강성($E_c I_{eff}$)을 산정하고,
이를 통해 유효단면 2차모멘트(I_{eff})를 산정
- 기둥의 유효단면 2차모멘트는 '붕괴방지수준'에 대한 탄성지진력 산정시 적용

5.6 모멘트-곡률 해석

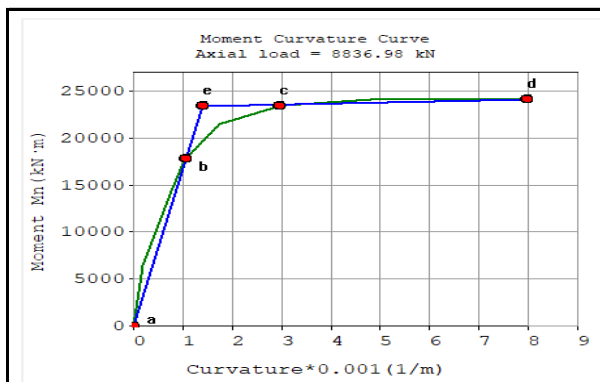
5.6.2 교각2

1) 교축방향

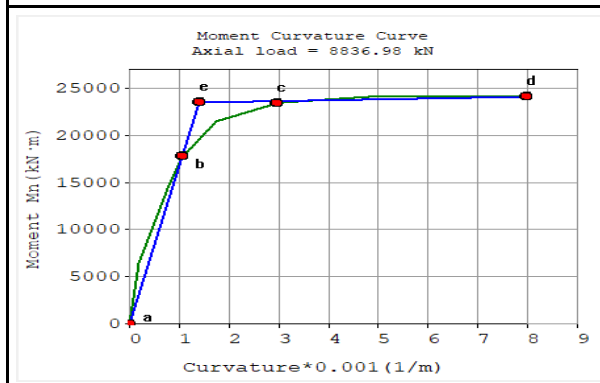
초기항복시	모멘트(M_{y_i})	17,734	kN·m	곡률(Φ_{y_i})	0.001054	m ⁻¹
항복시	모멘트(M_{y_L})	23,434	kN·m	곡률(Φ_{y_L})	0.001393	m ⁻¹
극한시	모멘트(M_{u_L})	24,087	kN·m	곡률(Φ_{u_L})	0.007979	m ⁻¹

2) 교직방향(교각 하단부)

초기항복시	모멘트(M_{y_i})	17,750	kN·m	곡률(Φ_{y_i})	0.001056	m ⁻¹
항복시	모멘트(M_{y_T})	23,440	kN·m	곡률(Φ_{y_T})	0.001394	m ⁻¹
극한시	모멘트(M_{u_T})	24,104	kN·m	곡률(Φ_{u_T})	0.007976	m ⁻¹



< 모멘트 곡률곡선 >
(교축하단방향)



< 모멘트 곡률곡선 >
(교축직각하단방향)

5.6.2.1 교각의유효강성산정

1) 교축방향

$$k^L = I_{eff} / I_g = 0.652 / 1.629 = 0.400$$

$$I_{eff} = \frac{M_y}{\Phi_{y_L} E_c} = \frac{23,434}{0.00139311 \times 25,811,006} = 0.652$$

$$E_c = 8,500 \sqrt{f_{cu}} = 8,500 \sqrt{(24 + 4)} = 25,811 \text{ Mpa}$$

$$I_g = 1.629 \text{ m}^4$$

2) 교직방향

$$k^T = I_{eff} / I_g = 0.651 / 1.629 = 0.400$$

$$I_{eff} = \frac{M_y}{\Phi_{y_T} E_c} = \frac{23,440}{0.00139409 \times 25,811,006} = 0.651$$

$$E_c = 8,500 \sqrt[3]{f_{cu}} = 8,500 \sqrt[3]{24 + 4} = 25,811 \text{ Mpa}$$

$$I_g = \quad \quad \quad = \quad \quad \quad = 1.629 \text{ m}^4$$

3) 유효강성 산정

$$\therefore \text{교축방향} \quad I_{eff} = k^{\perp} \times I_g = 0.400 \times I_g = 0.652 \text{ m}^4$$

$$\therefore \text{교직방향} \quad I_{eff} = k^{\parallel} \times I_g = 0.400 \times I_g = 0.651 \text{ m}^4$$

- M-φ 해석에 의해 구한 항복모멘트(M_y)와 항복곡률(ϕ_y)을 이용하여 유효강성($E_c I_{eff}$)을 산정하고,
이를 통해 유효단면 2차모멘트(I_{eff})를 산정
- 기둥의 유효단면 2차모멘트는 '붕괴방지수준'에 대한 탄성지진력 산정시 적용

5.6 모멘트-곡률 해석

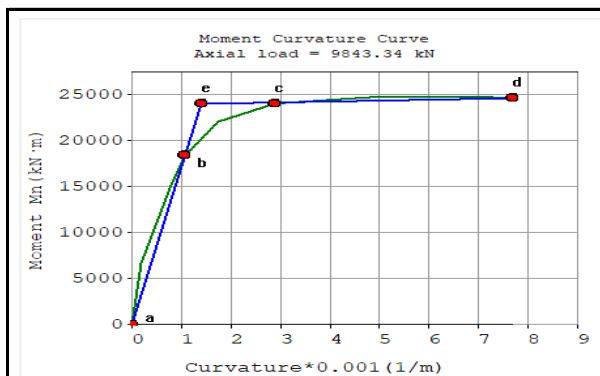
5.6.3 교각3

1) 교축방향

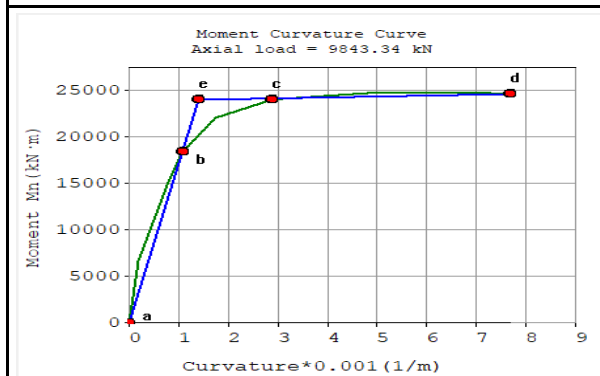
초기항복시	모멘트(M_{y_i})	18,376 kN·m	곡률(Φ_{y_i})	0.001069 m ⁻¹
항복시	모멘트(M_{y_L})	24,069 kN·m	곡률(Φ_{y_L})	0.001400 m ⁻¹
극한시	모멘트(M_{u_L})	24,668 kN·m	곡률(Φ_{u_L})	0.007690 m ⁻¹

2) 교직방향(교각 하단부)

초기항복시	모멘트(M_{y_i})	18,393 kN·m	곡률(Φ_{y_i})	0.001070 m ⁻¹
항복시	모멘트(M_{y_T})	24,071 kN·m	곡률(Φ_{y_T})	0.001401 m ⁻¹
극한시	모멘트(M_{u_T})	24,669 kN·m	곡률(Φ_{u_T})	0.007685 m ⁻¹



< 모멘트 곡률곡선 >
(교축하단방향)



< 모멘트 곡률곡선 >
(교축직각하단방향)

5.6.3.1 교각의유효강성산정

1) 교축방향

$$k^L = I_{eff} / I_g = 0.666 / 1.629 = 0.409$$

$$I_{eff} = \frac{M_y}{\Phi_y \cdot E_c} = \frac{24,069}{0.00139992 \times 25,811,006} = 0.666$$

$$E_c = 8,500 \sqrt{f_{cu}} = 8,500 \sqrt{(24 + 4)} = 25,811 \text{ Mpa}$$

$$I_g = 1.629 \text{ m}^4$$

2) 교직방향

$$k^T = I_{eff} / I_g = 0.666 / 1.629 = 0.409$$

$$I_{eff} = \frac{M_y}{\Phi_y \cdot E_c} = \frac{24,071}{0.00140064 \times 25,811,006} = 0.666$$

$$E_c = 8,500 \sqrt[3]{f_{cu}} = 8,500 \sqrt[3]{24 + 4} = 25,811 \text{ Mpa}$$

$$I_g = 1.629 \text{ m}^4$$

3) 유효강성 산정

$$\therefore \text{교축방향} \quad I_{eff} = k^{\perp} \times I_g = 0.409 \times I_g = 0.666 \text{ m}^4$$

$$\therefore \text{교직방향} \quad I_{eff} = k^{\parallel} \times I_g = 0.409 \times I_g = 0.666 \text{ m}^4$$

- M- Φ 해석에 의해 구한 항복모멘트(M_y)와 항복곡률(Φ_y)을 이용하여 유효강성($E_c I_{eff}$)을 산정하고,
이를 통해 유효단면 2차모멘트(I_{eff})를 산정
- 기둥의 유효단면 2차모멘트는 '붕괴방지수준'에 대한 탄성지진력 산정시 적용

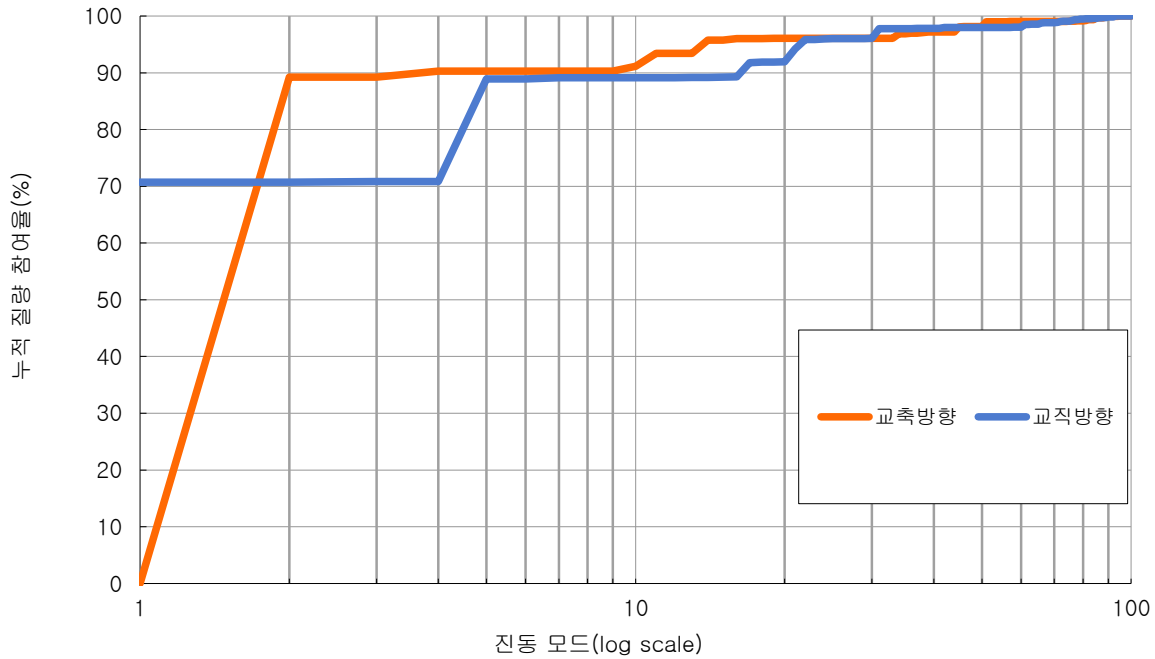
6. 고유치 해석

6.1 해석 결과

모드	주기	INDIVIDUAL MODE (%)			CUMULATIVE SUM (%)			비고
	(sec)	UX	UY	UZ	UX	UY	UZ	
1	1.83	0.00	70.72	0.00	0.00	70.72	0.00	
2	1.38	89.24	0.00	0.00	89.24	70.72	0.00	
3	1.32	0.00	0.11	0.00	89.24	70.83	0.00	
4	1.21	1.04	0.02	0.00	90.28	70.84	0.00	
5	1.07	0.00	18.09	0.00	90.28	88.94	0.00	
6	0.93	0.00	0.00	0.00	90.28	88.94	0.00	
7	0.40	0.00	0.18	0.06	90.28	89.12	0.07	
8	0.40	0.00	0.03	0.00	90.28	89.14	0.07	
9	0.38	0.00	0.00	0.02	90.28	89.14	0.09	
10	0.37	0.86	0.00	0.00	91.14	89.14	0.09	
11	0.31	2.27	0.00	0.00	93.41	89.14	0.09	
12	0.30	0.00	0.00	0.00	93.41	89.15	0.09	
13	0.29	0.00	0.04	0.01	93.41	89.19	0.10	
14	0.27	2.35	0.00	0.00	95.76	89.19	0.10	
15	0.25	0.00	0.05	0.13	95.76	89.24	0.24	
16	0.25	0.28	0.02	0.04	96.04	89.26	0.28	
17	0.23	0.00	2.51	0.49	96.04	91.78	0.77	
18	0.22	0.00	0.12	45.22	96.04	91.90	45.99	
19	0.22	0.01	0.00	12.43	96.05	91.90	58.43	
20	0.22	0.00	0.03	0.02	96.05	91.93	58.45	
21	0.21	0.00	2.28	2.91	96.05	94.21	61.36	
22	0.20	0.00	1.67	0.24	96.05	95.88	61.59	
23	0.19	0.00	0.00	0.00	96.05	95.88	61.59	
24	0.19	0.00	0.08	0.00	96.05	95.97	61.59	
25	0.13	0.00	0.07	0.00	96.05	96.04	61.59	
26	0.12	0.00	0.00	0.00	96.05	96.04	61.59	
27	0.12	0.00	0.00	0.00	96.05	96.04	61.59	
28	0.11	0.00	0.00	0.00	96.05	96.04	61.59	
29	0.11	0.00	0.00	0.00	96.05	96.04	61.59	
30	0.11	0.00	0.04	0.00	96.05	96.09	61.60	
31	0.10	0.00	1.70	0.02	96.05	97.79	61.62	
32	0.08	0.00	0.00	0.00	96.05	97.79	61.62	
33	0.08	0.00	0.00	0.00	96.05	97.79	61.62	
34	0.08	0.82	0.00	0.00	96.87	97.79	61.62	
35	0.08	0.00	0.00	0.07	96.87	97.79	61.69	
36	0.07	0.12	0.00	0.01	96.99	97.79	61.71	
37	0.07	0.00	0.01	0.58	96.99	97.80	62.29	
38	0.07	0.11	0.00	0.00	97.10	97.80	62.29	
39	0.07	0.11	0.00	0.00	97.21	97.80	62.29	
40	0.07	0.00	0.05	0.04	97.21	97.85	62.33	
41	0.06	0.00	0.00	0.00	97.21	97.85	62.33	
42	0.06	0.00	0.13	0.07	97.21	97.98	62.39	
43	0.06	0.00	0.00	0.00	97.21	97.98	62.39	
44	0.06	0.00	0.00	0.00	97.21	97.98	62.39	
45	0.06	0.90	0.00	0.01	98.11	97.98	62.41	
46	0.06	0.04	0.00	0.00	98.15	97.98	62.41	
47	0.05	0.00	0.00	0.06	98.15	97.98	62.47	
48	0.05	0.00	0.00	0.00	98.15	97.98	62.47	
49	0.05	0.00	0.00	0.01	98.15	97.98	62.48	
50	0.05	0.00	0.00	23.72	98.15	97.98	86.20	

51	0.05	0.86	0.00	0.09	99.01	97.98	86.28	
52	0.05	0.00	0.00	0.08	99.01	97.98	86.37	
53	0.05	0.00	0.00	0.00	99.01	97.98	86.37	
54	0.05	0.00	0.00	0.01	99.01	97.98	86.37	
55	0.04	0.00	0.00	0.00	99.01	97.98	86.37	
56	0.04	0.00	0.00	0.13	99.01	97.98	86.50	
57	0.04	0.00	0.00	0.00	99.02	97.98	86.50	
58	0.04	0.00	0.02	1.63	99.02	98.01	88.13	
59	0.04	0.00	0.00	0.39	99.02	98.01	88.52	
60	0.04	0.00	0.01	0.24	99.02	98.01	88.76	
61	0.04	0.00	0.49	0.00	99.02	98.51	88.77	
62	0.04	0.00	0.00	0.00	99.02	98.51	88.77	
63	0.04	0.00	0.06	0.12	99.02	98.57	88.89	
64	0.04	0.00	0.00	0.00	99.02	98.57	88.90	
65	0.04	0.00	0.00	0.01	99.02	98.57	88.90	
66	0.04	0.00	0.23	0.00	99.02	98.80	88.90	
67	0.04	0.01	0.00	0.00	99.03	98.81	88.90	
68	0.04	0.00	0.00	0.02	99.03	98.81	88.92	
69	0.03	0.00	0.01	0.22	99.03	98.82	89.14	
70	0.03	0.00	0.02	0.17	99.03	98.84	89.32	
71	0.03	0.02	0.04	0.01	99.05	98.87	89.32	
72	0.03	0.00	0.19	0.00	99.05	99.06	89.32	
73	0.03	0.00	0.01	0.58	99.05	99.07	89.90	
74	0.03	0.00	0.00	0.00	99.05	99.07	89.91	
75	0.03	0.04	0.01	0.03	99.09	99.08	89.93	
76	0.03	0.01	0.13	0.38	99.10	99.20	90.31	
77	0.03	0.00	0.14	0.36	99.10	99.35	90.67	
78	0.03	0.04	0.00	0.09	99.14	99.35	90.76	
79	0.03	0.01	0.12	0.06	99.15	99.47	90.82	
80	0.03	0.02	0.00	0.48	99.17	99.47	91.30	
81	0.02	0.01	0.06	0.75	99.18	99.53	92.05	
82	0.02	0.18	0.00	0.01	99.37	99.53	92.06	
83	0.02	0.01	0.00	0.00	99.37	99.53	92.06	
84	0.02	0.00	0.04	0.04	99.37	99.57	92.11	
85	0.02	0.30	0.00	0.00	99.67	99.57	92.11	
86	0.02	0.00	0.12	0.00	99.67	99.70	92.11	
87	0.02	0.00	0.00	0.09	99.67	99.70	92.20	
88	0.02	0.00	0.03	0.03	99.67	99.72	92.22	
89	0.02	0.27	0.00	0.00	99.95	99.72	92.22	
90	0.02	0.00	0.13	0.00	99.95	99.85	92.23	
91	0.01	0.01	0.00	0.00	99.96	99.85	92.23	
92	0.01	0.00	0.01	0.01	99.96	99.86	92.23	
93	0.01	0.00	0.14	0.00	99.96	100.00	92.23	
94	0.01	0.02	0.00	0.00	99.97	100.00	92.23	
95	0.01	0.03	0.00	0.00	100.00	100.00	92.23	
96	0.01	0.00	0.00	0.00	100.00	100.00	92.23	
97	0.01	0.00	0.00	0.00	100.00	100.00	92.23	
98	0.01	0.00	0.00	0.00	100.00	100.00	92.24	
99	0.00	0.00	0.00	0.03	100.00	100.00	92.27	
100	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00	100.00	92.27	

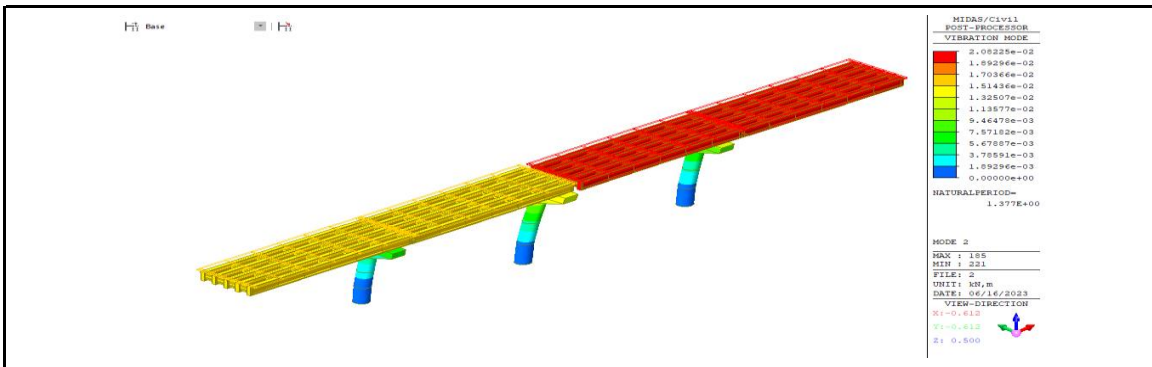
6.2 모드별 질량 참여율 그래프



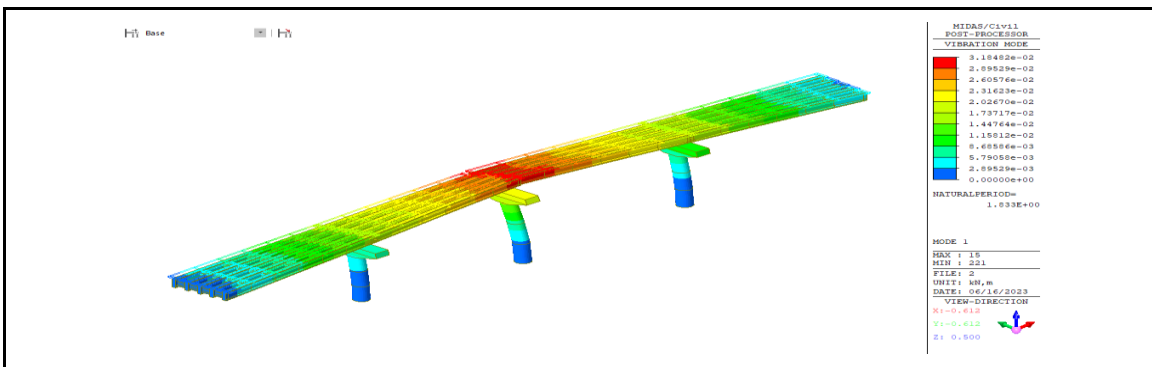
진동모드의 누적 질량 참여율 (%)

6.3 주요 모드 형상 (Mode Shape)

○ 교축방향 (T = 1.3765 sec) - 2 Mode



○ 교축직각방향 (T = 1.8331 sec) - 1 Mode



7. 지진 해석

- 산정된 유효강성을 구조해석 모델에 적용하여, 지진해석을 수행

7.1 교축방향 해석 (X방향)

구분	교축방향			교직방향		
	상부변위	교각하단	교각하단	상부변위	교각하단	교각하단
	(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN·m)	(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN·m)
A1	73.64	0	0	0.79	0	0
P1	73.45	1234	11096	0.11	5	28
P2	85.60	779	11432	0.82	7	44
P3	85.03	1268	12494	0.11	4	23
A2	85.25	0	0	0.84	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
P1	29.49	1185	1667	0.07	3	17
P2	56.74	716	1486	0.10	5	37
P3	40.69	1210	2511	0.07	3	15
A2	0.00	0	0	0.00	0	0

7.2 교직방향 해석 (Y방향)

구분	교축방향			교직방향		
	상부변위	교각하단	교각하단	상부변위	교각하단	교각하단
	(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN·m)	(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN·m)
A1	11.99	0	0	51.46	0	0
P1	12.32	22	172	72.23	903	11726
P2	12.63	4	24	144.85	1246	19284
P3	12.43	15	133	81.91	880	12356
A2	12.52	0	0	50.72	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
P1	0.89	19	55	39.79	854	3443
P2	0.14	3	22	98.51	1175	4099
P3	0.98	14	50	51.96	816	3463
A2	0.00	0	0	0.00	0	0

7.3 고정하중 해석

구분	상단 축력	교축방향		하단 축력	교축방향	
		교각하단	교각하단		교각하단	교각하단
	(kN)	전단력(kN)	모멘트(kN·m)	(kN)	전단력(kN)	모멘트(kN·m)
A1	0	0	0	0	0	0
P1	8,502	1	8	9,670	6	686
P2	7,337	0	1	8,837	7	802
P3	8,501	1	6	9,843	11	598
A2	0.00	0	0	0	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
P1	0.08	1	14	3.40	6	749
P2	0.01	0	0	5.73	7	711
P3	0.09	1	13	3.91	11	732
A2	0.00	0	0	0.00	0	0

8. 하중조합에 따른 단면력

8.1 하부구조별 하중조합

P1 교각 (기둥)

1) 해석결과

부재력	교축방향 지진시		교직방향 지진시	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	8,502.5		8,502.5	
하단축력(kN)	9,670.2		9,670.2	
상단변위(mm)	29.5	0.1	0.9	39.8
상단전단력(kN)	1,184.6	3.4	19.4	854.2
하단전단력(kN)	1,234.1	4.8	21.7	902.8
상단모멘트(kN·m)	1,666.6	17.0	54.9	3,443.0
하단모멘트(kN·m)	11,095.8	28.0	172.0	11,726.1

2) 하중경우별 해석결과 (30% 규정 적용)

부재력	하중경우 1		하중경우 2	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	8,502.5		8,502.5	
하단축력(kN)	9,670.2		9,670.2	
상단변위(mm)	29.8	12.0	9.7	39.8
상단전단력(kN)	1,190.4	259.6	374.8	855.2
하단전단력(kN)	1,240.6	275.7	391.9	904.2
상단모멘트(kN·m)	1,683.0	1,049.8	554.8	3,448.1
하단모멘트(kN·m)	11,147.4	3,545.8	3,500.8	11,734.5

3) 하중경우별 해석결과 (고정하중)

부재력	하중경우		하중경우	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	8,502.5		8,502.5	
하단축력(kN)	9,670.2		9,670.2	
상단변위(mm)	0.1	3.4	0.1	3.4
상단전단력(kN)	0.6	6.0	0.6	6.0
하단전단력(kN)	0.6	6.0	0.6	6.0
상단모멘트(kN·m)	13.6	749.0	13.6	749.0
하단모멘트(kN·m)	7.7	686.3	7.7	686.3

4) 방향별 하중조합

부재력	교축방향	교직방향	기호
	교축 조합력	교직 조합력	
상단축력(kN)	8,502.5	8,502.5	P
하단축력(kN)	9,670.2	9,670.2	Pbot
상단변위(mm)	29.8	43.2	[ΔE]comb
상단전단력(kN)	1,191.0	861.2	[VE]comb,Top
하단전단력(kN)	1,241.2	910.2	[VE]comb,Bot
상단모멘트(kN·m)	1,696.6	4,197.1	[ME]comb
하단모멘트(kN·m)	11,155.1	12,420.7	[ME]comb

P2 교각 (기둥)

1) 해석결과

부재력	교축방향 지진시		교직방향 지진시	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	7,336.6		7,336.6	
하단축력(kN)	8,837.0		8,837.0	
상단변위(mm)	56.7	0.1	0.1	98.5
상단전단력(kN)	716.1	4.6	2.7	1,175.0
하단전단력(kN)	779.0	6.8	4.4	1,245.8
상단모멘트(kN·m)	1,486.5	36.5	22.2	4,099.2
하단모멘트(kN·m)	11,431.7	43.8	24.0	19,284.5

2) 하중경우별 해석결과 (30% 규정 적용)

부재력	하중경우 1		하중경우 2	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	7,336.6		7,336.6	
하단축력(kN)	8,837.0		8,837.0	
상단변위(mm)	56.8	29.6	17.2	98.5
상단전단력(kN)	716.9	357.1	217.6	1,176.4
하단전단력(kN)	780.3	380.5	238.1	1,247.8
상단모멘트(kN·m)	1,493.1	1,266.3	468.1	4,110.1
하단모멘트(kN·m)	11,438.9	5,829.1	3,453.5	19,297.6

3) 하중경우별 해석결과 (고정하중)

부재력	하중경우		하중경우	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	7,336.6		7,336.6	
하단축력(kN)	8,837.0		8,837.0	
상단변위(mm)	0.0	5.7	0.0	5.7
상단전단력(kN)	0.1	6.8	0.1	6.8
하단전단력(kN)	0.1	6.8	0.1	6.8
상단모멘트(kN·m)	0.2	710.5	0.2	710.5
하단모멘트(kN·m)	0.7	802.5	0.7	802.5

4) 방향별 하중조합

부재력	교축방향	교직방향	기호
	교축 조합력	교직 조합력	
상단축력(kN)	7,336.6	7,336.6	P
하단축력(kN)	8,837.0	8,837.0	Pbot
상단변위(mm)	56.8	104.3	[ΔE]comb
상단전단력(kN)	716.9	1,183.2	[VE]comb,Top
하단전단력(kN)	780.4	1,254.6	[VE]comb,Bot
상단모멘트(kN·m)	1,493.3	4,820.6	[ME]comb
하단모멘트(kN·m)	11,439.6	20,100.1	[ME]comb

P3 교각 (기둥)

1) 해석결과

부재력	교축방향 지진시		교직방향 지진시	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	8,501.1		8,501.1	
하단축력(kN)	9,843.3		9,843.3	
상단변위(mm)	40.7	0.1	1.0	52.0
상단전단력(kN)	1,210.0	2.7	13.6	816.4
하단전단력(kN)	1,268.5	3.9	15.1	879.6
상단모멘트(kN·m)	2,511.2	14.9	49.7	3,463.3
하단모멘트(kN·m)	12,494.0	23.2	133.4	12,355.8

2) 하중경우별 해석결과 (30% 규정 적용)

부재력	하중경우 1		하중경우 2	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	8,501.1		8,501.1	
하단축력(kN)	9,843.3		9,843.3	
상단변위(mm)	41.0	15.7	13.2	52.0
상단전단력(kN)	1,214.1	247.6	376.6	817.2
하단전단력(kN)	1,273.0	267.8	395.6	880.8
상단모멘트(kN·m)	2,526.1	1,053.9	803.0	3,467.7
하단모멘트(kN·m)	12,534.0	3,730.0	3,881.6	12,362.8

3) 하중경우별 해석결과 (고정하중)

부재력	하중경우		하중경우	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	8,501.1		8,501.1	
하단축력(kN)	9,843.3		9,843.3	
상단변위(mm)	0.1	3.9	0.1	3.9
상단전단력(kN)	0.6	11.1	0.6	11.1
하단전단력(kN)	0.6	11.1	0.6	11.1
상단모멘트(kN·m)	13.1	731.6	13.1	731.6
하단모멘트(kN·m)	6.0	597.9	6.0	597.9

4) 방향별 하중조합

부재력	교축방향	교직방향	기호
	교축 조합력	교직 조합력	
상단축력(kN)	8,501.1	8,501.1	P
하단축력(kN)	9,843.3	9,843.3	Pbot
상단변위(mm)	41.1	55.9	[ΔE]comb
상단전단력(kN)	1,214.7	828.2	[VE]comb,Top
하단전단력(kN)	1,273.6	891.8	[VE]comb,Bot
상단모멘트(kN·m)	2,539.2	4,199.3	[ME]comb
하단모멘트(kN·m)	12,540.0	12,960.7	[ME]comb

8.2 기둥당 부재력 집계 (30% 규정 적용)

교각		하단축력(kN)	하단전단력(kN)	하단모멘트(kN·m)
P1	교축	9670.2	1241.2	11155.1
	교직	9670.2	910.2	12420.7
P2	교축	8837.0	780.4	11439.6
	교직	8837.0	1254.6	20100.1
P3	교축	9843.3	1273.6	12540.0
	교직	9843.3	891.8	12960.7

8.3 받침부 개당 부재력 집계 (30% 규정 적용) (단위:kN)

교각	교축력	교직력
A1	181	121
P1	116	77
P2	83	110
P3	117	71
A2	209	120

8.4 받침부 전체 부재력 집계 (30% 규정 적용) (단위:kN)

교각	교축력	교직력
A1	888	606
P1	1123	746
P2	668	998
P3	1138	688
A2	1026	597

9. 교각부 평가

9.1 교각 1

9.1.1 교각 거동 특성값

구 분	교축방향	교직방향	비고
거동형태	1	1	1 : 캔틸레버식 2 : 라멘식
	(캔틸레버식)	(캔틸레버식)	
굽이음 판단	3	3	1:100%, 2:50%, 3:0%
교각높이 H (m)	10.528	10.528	교각높이
교각유효높이 H _e (m)	13.028	14.553	교직-상부구조 도심
진동주기(sec)	1.377	1.833	해석결과

9.1.2 휨성능 곡선 산정

1) 교축방향

$$\begin{aligned}
 \bullet F_y^L &= M_y^L / H_e = 23,959 / 13.028 = 1,839.008 \text{ kN} \\
 \bullet F_u^L &= M_u^L / H_e = 24,581 / 13.028 = 1,886.790 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) 교축직각방향

$$\begin{aligned}
 \bullet F_y^T &= M_y^T / H_e = 23,961 / 14.553 = 1,646.458 \text{ kN} \\
 \bullet F_u^T &= M_u^T / H_e = 24,583 / 14.553 = 1,689.232 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

F_y^L, F_y^T : 교각의 항복시 교축 및 교축직각방향 휨단면강도(kN)

F_u^L, F_u^T : 교각의 극한상태시 교축 및 교축직각방향 휨단면강도(kN)

M_y^L, M_y^T : 교각의 항복시 항복휨모멘트(kN·m)

M_u^L, M_u^T : 교각의 극한상태시 공칭휨모멘트(kN·m)

H_e : 교각의 하중작용점 높이, m

9.1.3 교각의 변위 및 공급연성도 산정

1) 교축방향

① 항복변위(Δ_y)

$$\bullet \Delta_y^L = \frac{\Phi_y^L H_e^2}{3} = \frac{0.00140 \times 13.028^2}{3} = 0.0791 \text{ m}$$

② 소성변위(Δ_p)

$$\begin{aligned}
 \bullet L_p^L &= 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl} = 0.08 \times 13.028 + 0.022 \times 300 \times 0.029 = 1.231 \text{ m} \\
 &\geq 0.044 \cdot f_y \cdot d_{bl} = 0.044 \times 300 \times 0.029 = 0.383 \text{ m} \\
 \bullet \theta_p^L &= (\Phi_u^L - \Phi_y^L) L_p^L = (0.00772 - 0.00140) \times 1.231 = 0.0078 \\
 \bullet \Delta_p^L &= (M_u^L / m_y^L - 1) \Delta_y^L + \theta_p^L (H_e^L - L_p^L / 2) \\
 &= \left(\frac{24,581}{23,959} - 1 \right) \times 0.07913 + 0.00778 \times \left(13.028 - \frac{1.231}{2} \right) \\
 &= 0.0986 \text{ m}
 \end{aligned}$$

③ 극한변위(Δ_u^{Lf})

$$\bullet \Delta_u^{Lf} = \Delta_y^L + \Delta_p^L = 0.07910 + 0.09860 = 0.1777 \text{ m}$$

④ 공급연성도

$$\bullet \text{공급변위연성도 } \mu_{\Delta c}^L = \frac{\Delta_u^L}{\Delta_y^L} = \frac{0.1777}{0.0791} = 2.246 \quad (\text{제한없음})$$

$$= 2.246$$

⑤ 교각의 공급연성도

교각의 공급연성도는 평가요령에 따라 **2.246** 로 제한

(휨파괴보다 전단파괴가 먼저 일어날시 연성도는 1.0으로 측정한다.)

2) 교축직각방향

- 교축직각방향 하단

① 항복변위(Δ_y^T)

$$\bullet \quad \Delta_y^T = \frac{\Phi_y^T H_e^2}{3} = \frac{0.00140 \times 14.553^2}{3} = 0.0988 \quad \text{m}$$

② 소성변위(Δ_p)

$$\bullet \quad L_p^T = 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl} = 0.08 \times 14.553 + 0.022 \times 300 \times 0.029 = 1.353 \quad \text{m}$$

$$\geq 0.044 f_y d_{bl} = 0.044 \times 300 \times 0.029 = 0.383 \quad \text{m}$$

$$\bullet \quad \theta_p^T = (\Phi_U^T - \Phi_y^T) L_p^T = (0.00771 - 0.00140) \times 1.353 = 0.00850$$

$$\begin{aligned} \bullet \quad \Delta_p^T &= (M_U^T / m_Y^T - 1) \Delta_y^T + \theta_p^T (H_e^T - L_p^T / 2) \\ &= \left(\frac{24,583}{23,961} - 1 \right) \times 0.09879 + 0.00850 \times \left(14.553 - \frac{1.353}{2} \right) \\ &= 0.1205 \quad \text{m} \end{aligned}$$

③ 극한변위(Δ_u^T)

$$\bullet \quad \Delta_u^{Tf} = \Delta_y^T + \Delta_p^T = 0.0988 + 0.1205 = 0.2193 \quad \text{m}$$

④ 공급연성도

$$\begin{aligned} \bullet \text{ 공급변위연성도} \quad \mu_{\Delta c} &= \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = \frac{0.21930}{0.09879} = 2.220 \quad (\text{제한없음}) \\ &= 2.220 \end{aligned}$$

⑤ 교각의 공급연성도

교각의 공급연성도는 평가요령에 따라 **2.220** 로 제한

(휨파괴보다 전단파괴가 먼저 일어날시 연성도는 1.0으로 측정한다.)

구 분	교축방향		교축직각방향(하단)				비고
	항복시(y)	극한시(u)	항복시(y)	극한시(u)			
휨강도 F (kN)	1839	1887	1646	1689			
변위 Δ (mm)	0.0791	0.1777	0.0988	0.2193			

휨강도, 항복 및 극한변위

9.1.4 전단성능곡선 산정

1) 교축방향 (V_c)

① 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_c)

- 변위연성도 $\mu_{\Delta} \leq 2.0$ 인경우 V_c)

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0.300 \times \sqrt{24} \times 3.6191 = 5,319 \text{ kN}$$

$$k = 0.275 \quad (k=0.3-0.1(\mu_{\Delta}-2), \text{ 단 } \mu_{\Delta} \leq 2.0 \text{ 이면 } k=0.3)$$

$$A_e = 0.8 \times A_{\text{gross}} = 0.8 \times 4.524 = 3.6191 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$$

- 변위연성도 $\mu_{\Delta} \geq 5.0$ 인경우 V_c)

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0 \times \sqrt{24} \times 3.6191 = 0 \text{ kN}$$

$$k = 0.000$$

$$A_e = 0.8 \times A_{\text{gross}} = 0.8 \times 4.524 = 3.6191 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$$

여기서,

A_e : 유효 단면적

A_{gross} : 4.524 m^2

k : 부재의 변위연성도에 따른 콘크리트의 전단강도를 감소시켜주는 계수

- 변위연성도 μ_{Δ} 에 따른 Δ^L)

$$\blacktriangleright \mu_{\Delta} = 2.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_{\Delta} \times \Delta_y^L = 2.0 \times 0.07913 = 0.15825 \text{ m}$$

$$\blacktriangleright \mu_{\Delta} = 5.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_{\Delta} \times \Delta_y^L = 5.0 \times 0.07913 = 0.39563 \text{ m}$$

2) 교축직각방향

① 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_c) - 교각 하단

- 변위연성도 $\mu_\Delta \leq 2.0$ 인 경우 V_c

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0.300 \times \sqrt{24} \times 3.6191 = 5,319 \text{ kN}$$

$$k = 0.278 \quad (k=0.3-0.1(\mu_\Delta-2), \text{ 단 } \mu_\Delta \leq 2.0 \text{ 이면 } k=0.3)$$

$$A_e = 0.8 \times A_{\text{gross}} = 0.8 \times 4.524 = 3.6191 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$$

- 변위연성도 $\mu_\Delta \geq 5.0$ 인 경우 V_c

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0 \times \sqrt{24} \times 3.6191 = 0 \text{ kN}$$

$$k = 0.000$$

$$A_e = 0.8 \times A_{\text{gross}} = 0.8 \times 4.524 = 3.6191 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$$

여기서,

A_e : 유효 단면적

A_{gross} : 4.524 m²

k : 부재의 변위연성도에 따른 콘크리트의 전단강도를 감소시켜주는 계수

- 변위연성도 μ_Δ 에 따른 Δ^L

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 2.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 2.0 \times 0.09879 = 0.19758 \text{ m}$$

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 5.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 5.0 \times 0.09879 = 0.49394 \text{ m}$$

3) 교축방향 (V_s)

① 전단철근에 의한 전단강도 (V_s)

$$\bullet V_s = \frac{\pi A_v f_y D'}{2 s} = \frac{\pi \times 573 \times 300 \times 2,247.7}{2 \times 150} = 4,046 \text{ kN}$$

여기서, $A_v = 573 \text{ mm}^2$ (전단력 작용 방향의 횡방향 철근의 단면적)

=> (D19 - 2 EA) 2 단 배근

$f_y = 300 \text{ Mpa}$ (횡방향 철근의 항복강도)

$D' = D(\text{기둥폭}) - 2c(\text{피복})$

$$= 2400 - 2 \times 100.0 + 28.6 + 19.1$$

= 2,247.7 mm (횡철근 중심간 거리)

4) 교축직각방향 (V_s)

① 전단철근이 부담하는 전단강도(V_s) - 교각 하단

$$\bullet V_s = \frac{\pi A_v f_y D'}{2 s} = \frac{\pi \times 573 \times 300 \times 2,247.7}{2 \times 150} = 4,046.2 \text{ kN}$$

여기서, $A_v = 573 \text{ mm}^2$ (전단력 작용 방향의 횡방향 철근의 단면적)

$$\Rightarrow (D_{19} - 2EA) \quad 2 \text{ 단 배근}$$

$$f_y = 300 \text{ Mpa} \quad (\text{횡방향 철근의 항복강도})$$

$$D' = D(\text{기둥폭}) - 2c(\text{피복})$$

$$= 2400 - 2 \times 100.0 + 28.6 + 19.1$$

$$= 2247.7 \text{ mm} \quad (\text{횡철근 중심간 거리})$$

5) 교축방향 (V_p)

① 축력에 의한 전단강도(V_p)

$$\bullet \quad V_p = 0.15 \times \frac{P_{TOP} \cdot t_s^L}{L_s} = 0.15 \times \frac{8,502 \times 2.400}{13.028} = 235 \text{ kN}$$

$$\text{여기서, } P_{TOP} = 8,502 \text{ kN} \quad (\text{기둥당 상단고정하중})$$

$$t_s^L = 2.400 \text{ m} \quad (=D) \quad (\text{교축방향 기둥 폭})$$

$$L_s^L = 13.028 \text{ m} \quad (=H_e^L) \quad (\text{교각유효높이})$$

6) 교축직각방향 (V_p)

① 축력에 의한 전단강도(V_p) - 교각 하단

$$\bullet \quad V_p = 0.15 \times \frac{P_{TOP} \cdot t_s}{L_s} = 0.15 \times \frac{8,502 \times 2.400}{14.553} = 210 \text{ kN}$$

$$\text{여기서, } P_{TOP} = 8,502 \text{ kN} \quad (\text{기둥당 상단고정하중})$$

$$t_s = 2.400 \text{ m} \quad (=D) \quad (\text{교축직각방향 기둥 폭})$$

$$L_s = 14.553 \text{ m} \quad (=H_e) \quad (\text{교각유효높이})$$

7) 교축방향 (V_n)

① 교각의 전단강도(V_n)

▶ μ _Δ = 2.0인 경우				
• V _n	= V _c + V _s + V _p	=	5,319	+ 4,046 + 235
		=	9,600	kN
▶ μ _Δ = 2.0인 경우 Δ ^L	=	=	0.15825	m

▶ μ _Δ = 5.0인 경우				
• V _n	= V _c + V _s + V _p	=	0	+ 4,046 + 235
		=	4,281	kN
▶ μ _Δ = 5.0인 경우 Δ ^L	=	=	0.39563	m

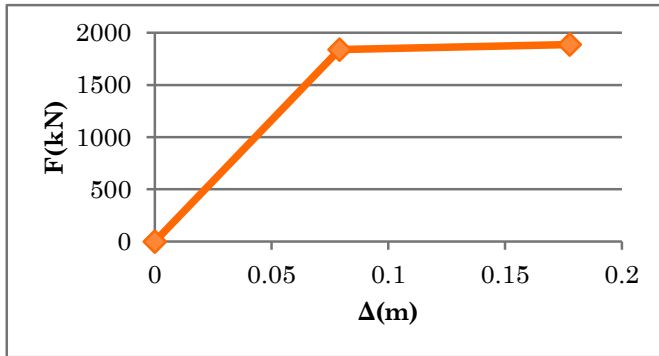
8) 교축직각방향 (V_n)

① 교각의 전단강도(V_n) - 교각 하단

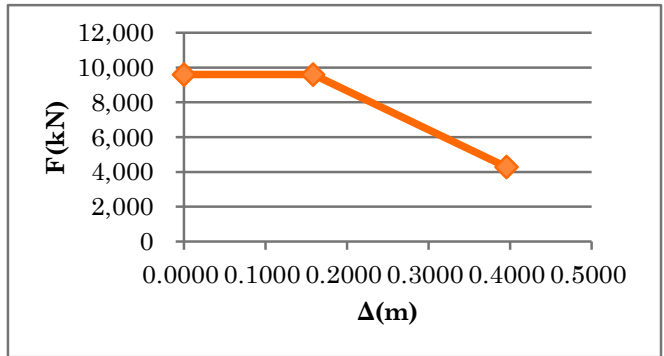
▶ μ _Δ = 2.0인 경우				
• V _n	= V _c + V _s + V _p	=	5,319	+ 4,046 + 210
		=	9,575	kN
▶ μ _Δ = 2.0인 경우 Δ ^L	=	=	0.19758	m

▶ μ _Δ = 5.0인 경우				
• V _n	= V _c + V _s + V _p	=	0	+ 4,046 + 210
		=	4,256	kN
▶ μ _Δ = 5.0인 경우 Δ ^L	=	=	0.49394	m

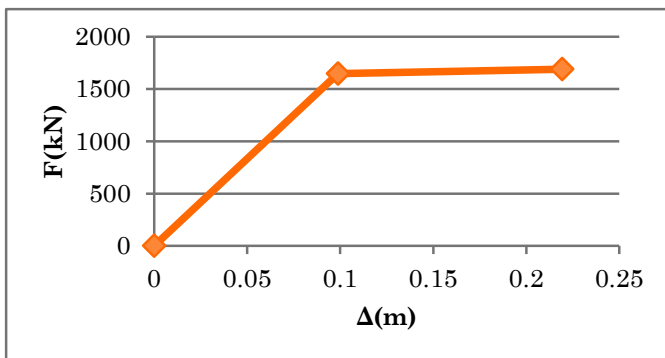
※ 힘·전단성능 곡선



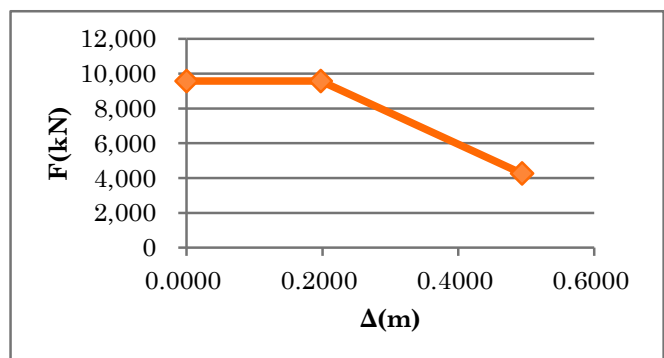
교축방향 휨성능 곡선



교축방향 전단성능 곡선



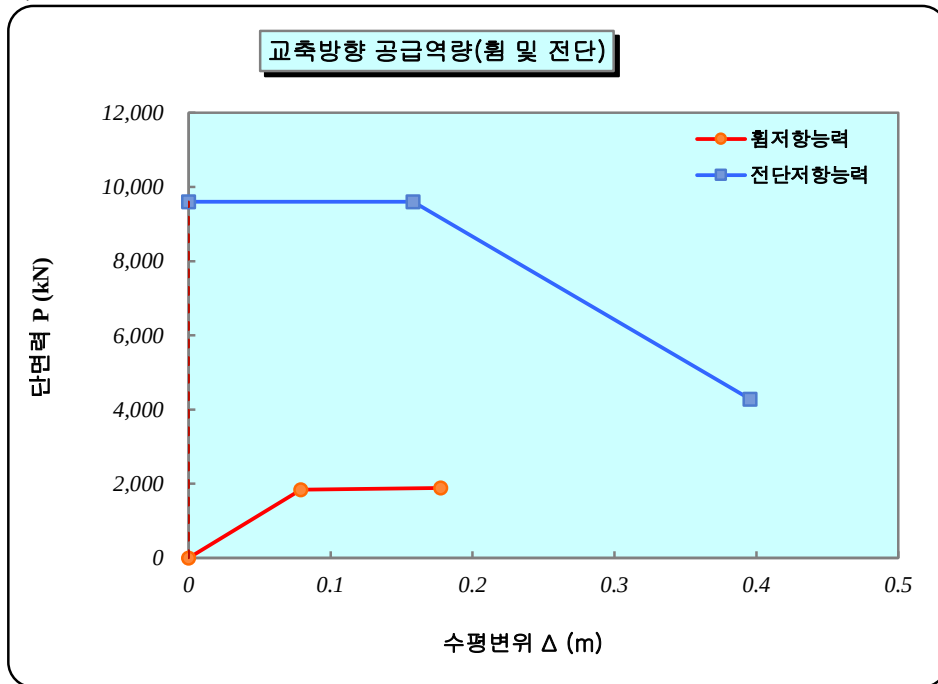
교축직각방향(하단) 휨성능 곡선



교축직각방향(하단) 전단성능 곡선

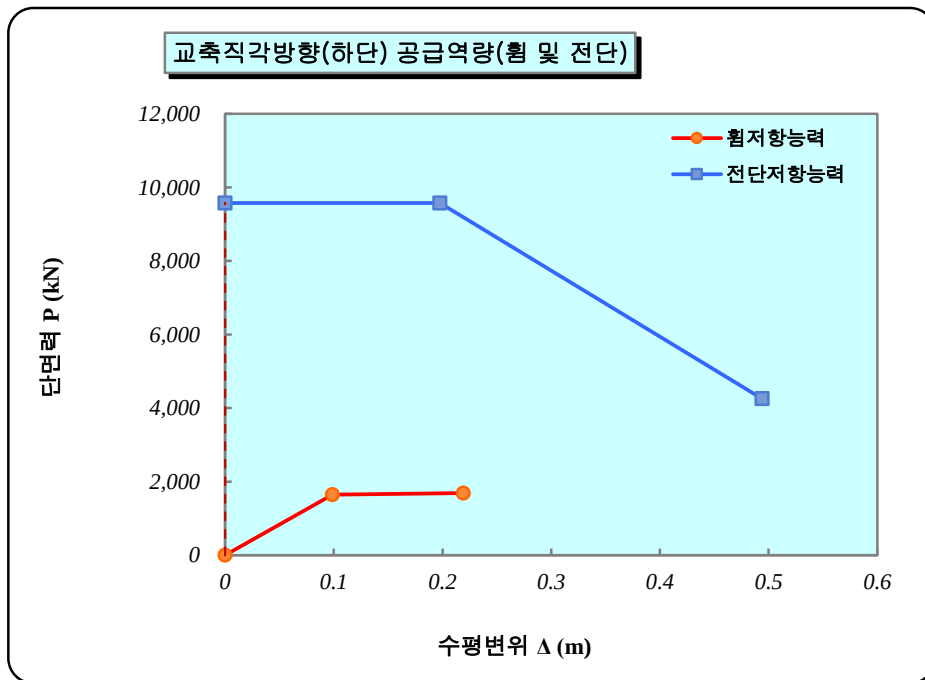
9.1.5 파괴모드 결정

1) 교축방향



휨강도(P_f)
1,887
(kN)
전단강도(V_n)
9,600
(kN)
항복변위 (Δ_y)
0.0791
(m)
극한변위 (Δ_u)
0.1777
(m)
변위연성도(μ)
2.246

2) 교축직각방향-하단



휨강도(P_f)
1,689
(kN)
전단강도(V_n)
9,575
(kN)
항복변위 (Δ_y)
0.0988
(m)
극한변위 (Δ_u)
0.2193
(m)
변위연성도(μ)
2.220

9.1.6 소요성능 산정

1) 교축방향

① 탄성 지진 조합력

$$\begin{aligned}
 M_{E, pd}^L &= M_E^L + P \cdot 1.5 \Delta_E^L = 11,155 + 8,502 \times 1.5 \times 0.02983 \\
 &= 11,536 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

② 단면강도비 RS

$$R_S^L = \frac{M_{E, pd}}{M_y} = \frac{11,536}{23,959} = 1.000 \quad \therefore \text{탄성영역상에서 거동}$$

$$T \geq 1.25 T_s \quad \text{일때,} \quad \lambda_{DR} = 1$$

- $T < 1.25 T_s$ 일때, $\lambda_{DR} = (1-(1/R_s)*1.25T_s/T + 1/R_s)$
- 지반종류는 S2 이고, 주기(T)는 1.3765 초 이므로
 $T \geq 1.25 T_s$ (= 0.516) $\therefore \lambda_{DR} = 1.000$

※ 설계응답스펙트럼의 통제주기

구분	지반 종류				
	S1	S2	S3	S4	S5
T_s	0.3000	0.4131	0.4136	0.5609	0.7420
$1.25 T_s$	0.3750	0.5164	0.5170	0.7011	0.9275

④ 소요변위연성도 $\mu_{\Delta d}$

- $\mu_{\Delta d} = \lambda_{DR} \times R_s = 1.000 \times 1.000 = 1.000$

2) 교축직각방향

- 교축직각방향 기둥하단

① 탄성 지진 조합력

- $M_{E, pd}^T = M_E^L + P \cdot 1.5 \Delta_E^L = 12,421 + 8,502 \times 1.5 \times 0.043$
 $= 12,972 \text{ kN}\cdot\text{m}$

② 단면강도비 R_s

- $R_s^T = \frac{M_{E, pd}^T}{M_y} = \frac{12,972}{23,961} = 1.000 \therefore \text{탄성영역상에서 거동}$

- $T \geq 1.25 T_s$ 일때, $\lambda_{DR} = 1$
- $T < 1.25 T_s$ 일때, $\lambda_{DR} = (1-(1/R_s)*1.25T_s/T + 1/R_s)$
- 지반종류는 S2 이고, 주기(T)는 1.8331 초 이므로
 $T \geq 1.25 T_s$ (= 0.516) $\therefore \lambda_{DR} = 1.000$

※ 설계응답스펙트럼의 통제주기

구분	지반 종류				
	S1	S2	S3	S4	S5
T_s	0.3000	0.4131	0.4136	0.5609	0.7420
$1.25 T_s$	0.3750	0.5164	0.5170	0.7011	0.9275

④ 소요변위연성도 $\mu_{\Delta d}$

- $\mu_{\Delta d} = \lambda_{DR} \times R_s = 1.000 \times 1.000 = 1.000$

9.1.7 교각의 내진성능 평가

① 보유성능

- 교축방향(변위연성도) $\mu_{\Delta C}^L = 2.246$
- 교축직각방향 하단(변위연성도) $\mu_{\Delta C}^T = 2.220$

② 소요성능

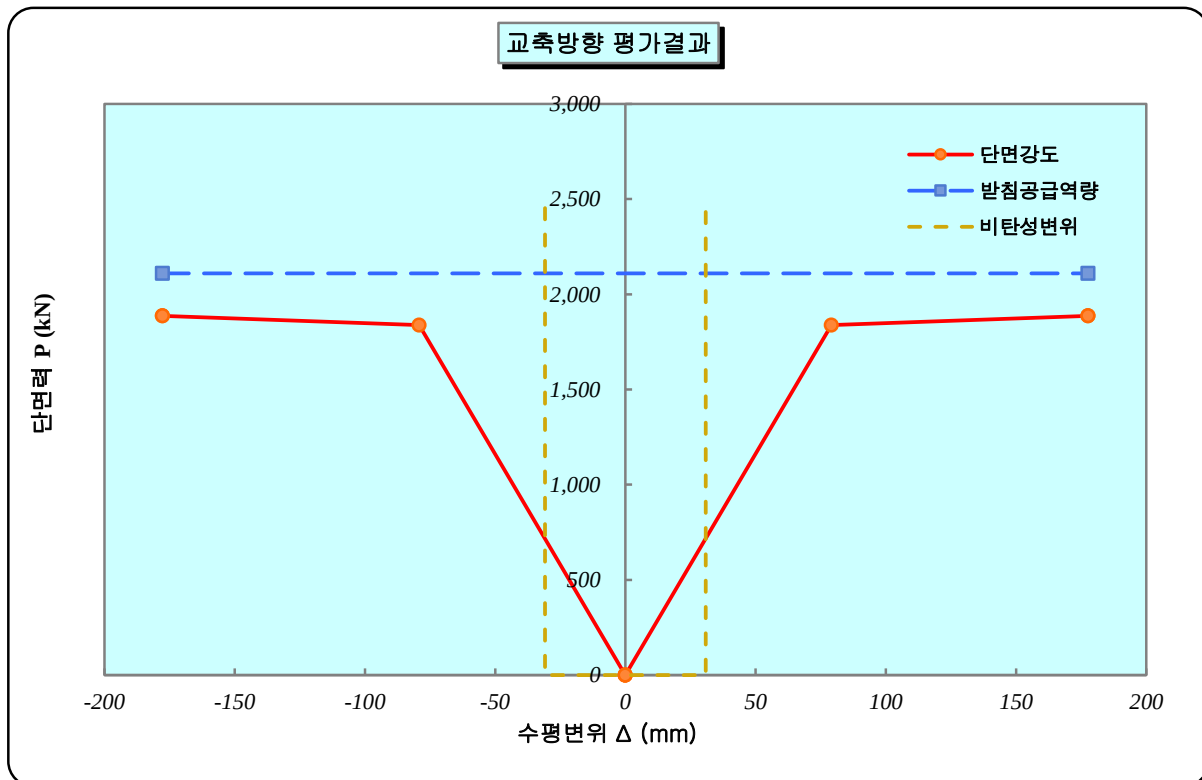
- 교축방향(변위연성도) $\mu_{\Delta d}^L = 1.000$
- 교축직각방향 하단(변위연성도) $\mu_{\Delta d}^T = 1.000$

③ 평가

∴ 교축방향(변위연성도)	$\frac{\mu_{\Delta C}^L}{\mu_{\Delta d}^L} = \frac{2.246}{1.000} = 2.246 \geq 1.0$	∴ O.K
∴ 교축직각방향 하단(변위연성도)	$\frac{\mu_{\Delta C}^T}{\mu_{\Delta d}^T} = \frac{2.220}{1.000} = 2.220 \geq 1.0$	∴ O.K

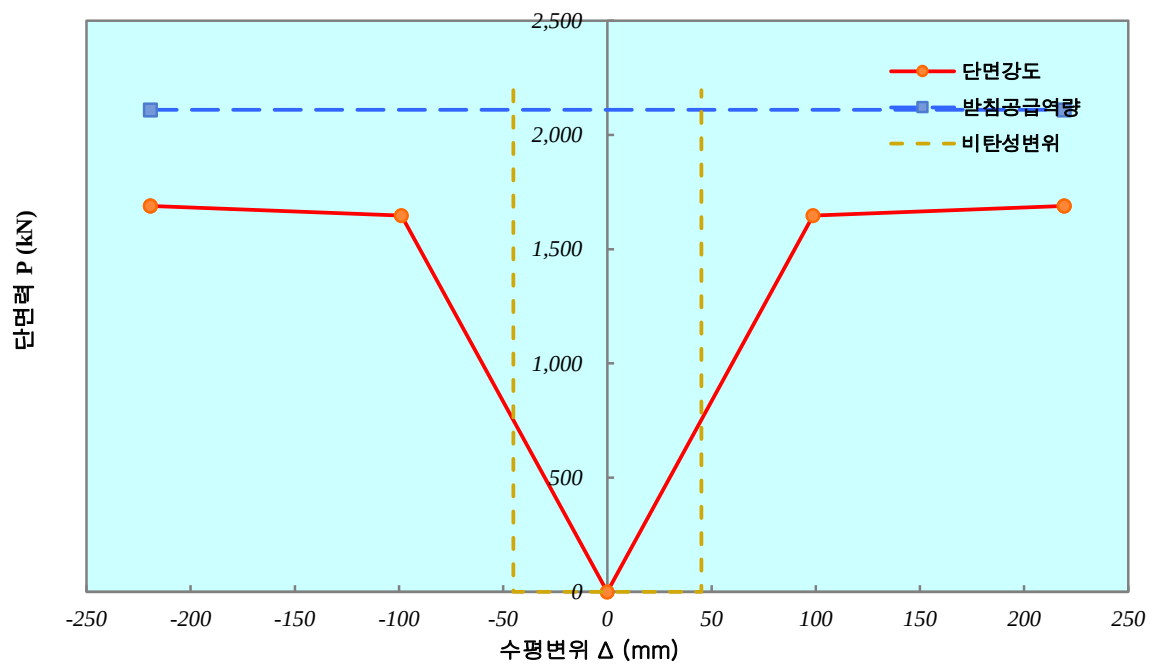
9.1.8 내진성능 평가 결과

- 교축방향



- 교축직각방향

교축직각방향 평가결과



9. 교각부 평가

9.2 교각 2

9.2.1 교각 거동 특성값

구 분	교축방향	교직방향	비고
거동형태	1	1	1 : 캔틸레버식 2 : 라멘식
	(캔틸레버식)	(캔틸레버식)	
굽이음 판단	3	3	1:100%, 2:50%, 3:0%
교각높이 H (m)	13.528	13.528	교각높이
교각유효높이 H _e (m)	16.028	17.553	교직-상부구조 도심
진동주기(sec)	1.377	1.833	해석결과

9.2.2 휨성능 곡선 산정

1) 교축방향

$$\begin{aligned}
 \bullet F_y^L &= M_y^L / H_e = 23,434 / 16.028 = 1,462.035 \text{ kN} \\
 \bullet F_u^L &= M_u^L / H_e = 24,087 / 16.028 = 1,502.783 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) 교축직각방향

$$\begin{aligned}
 \bullet F_y^T &= M_y^T / H_e = 23,440 / 17.553 = 1,335.356 \text{ kN} \\
 \bullet F_u^T &= M_u^T / H_e = 24,104 / 17.553 = 1,373.218 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

F_y^L, F_y^T : 교각의 항복시 교축 및 교축직각방향 휨단면강도(kN)

F_u^L, F_u^T : 교각의 극한상태시 교축 및 교축직각방향 휨단면강도(kN)

M_y^L, M_y^T : 교각의 항복시 항복휨모멘트(kN·m)

M_u^L, M_u^T : 교각의 극한상태시 공칭휨모멘트(kN·m)

H_e : 교각의 하중작용점 높이, m

9.2.3 교각의 변위 및 공급연성도 산정

1) 교축방향

① 항복변위(Δ_y)

$$\bullet \Delta_y^L = \frac{\Phi_y^L H_e^2}{3} = \frac{0.00139 \times 16.028^2}{3} = 0.1193 \text{ m}$$

② 소성변위(Δ_p)

$$\begin{aligned}
 \bullet L_p^L &= 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl} = 0.08 \times 16.028 + 0.022 \times 300 \times 0.029 = 1.471 \text{ m} \\
 &\geq 0.044 f_y d_{bl} = 0.044 \times 300 \times 0.029 = 0.383 \text{ m} \\
 \bullet \theta_p^L &= (\Phi_u^L - \Phi_y^L) L_p^L = (0.00798 - 0.00139) \times 1.471 = 0.0097 \\
 \bullet \Delta_p^L &= (M_u^L / m_y^L - 1) \Delta_y^L + \theta_p^L (H_e^L - L_p^L / 2) \\
 &= \left(\frac{24,087}{23,434} - 1 \right) \times 0.11930 + 0.00969 \times \left(16.028 - \frac{1.471}{2} \right) \\
 &= 0.1515 \text{ m}
 \end{aligned}$$

③ 극한변위(Δ_u^{Lf})

$$\bullet \Delta_u^{Lf} = \Delta_y^L + \Delta_p^L = 0.11930 + 0.15150 = 0.2708 \text{ m}$$

④ 공급연성도

$$\bullet \text{공급변위연성도} \quad \mu_{\Delta c}^L = \frac{\Delta_u^L}{\Delta_y^L} = \frac{0.2708}{0.1193} = 2.270 \quad (\text{제한없음})$$

$$= 2.270$$

⑤ 교각의 공급연성도

교각의 공급연성도는 평가요령에 따라 **2.270** 로 제한

(휨파괴보다 전단파괴가 먼저 일어날시 연성도는 1.0으로 측정한다.)

2) 교축직각방향

- 교축직각방향 하단

① 항복변위(Δ_y^T)

$$\bullet \quad \Delta_y^T = \frac{\Phi_y^T H_e^2}{3} = \frac{0.00139 \times 17.553^2}{3} = 0.1432 \quad \text{m}$$

② 소성변위(Δ_p)

$$\bullet \quad L_p^T = 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl} = 0.08 \times 17.553 + 0.022 \times 300 \times 0.029 = 1.593 \quad \text{m}$$

$$\geq 0.044 f_y d_{bl} = 0.044 \times 300 \times 0.029 = 0.383 \quad \text{m}$$

$$\bullet \quad \theta_p^T = (\Phi_U^T - \Phi_y^T) L_p^T = (0.00798 - 0.00139) \times 1.593 = 0.01050$$

$$\begin{aligned} \bullet \quad \Delta_p^T &= (M_U^T / m_Y^T - 1) \Delta_y^T + \theta_p^T (H_e^T - L_p^T / 2) \\ &= \left(\frac{24,104}{23,440} - 1 \right) \times 0.14318 + 0.01050 \times \left(17.553 - \frac{1.593}{2} \right) \\ &= 0.1800 \quad \text{m} \end{aligned}$$

③ 극한변위(Δ_u^T)

$$\bullet \quad \Delta_u^{Tf} = \Delta_y^T + \Delta_p^T = 0.1432 + 0.1800 = 0.3232 \quad \text{m}$$

④ 공급연성도

$$\begin{aligned} \bullet \text{ 공급변위연성도} \quad \mu_{\Delta c} &= \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = \frac{0.32320}{0.14318} = 2.257 \quad (\text{제한없음}) \\ &= 2.257 \end{aligned}$$

⑤ 교각의 공급연성도

교각의 공급연성도는 평가요령에 따라 **2.257** 로 제한

(휨파괴보다 전단파괴가 먼저 일어날시 연성도는 1.0으로 측정한다.)

구 분	교축방향		교축직각방향(하단)				비고
	항복시(y)	극한시(u)	항복시(y)	극한시(u)			
휨강도 F (kN)	1462	1503	1335	1373			
변위 Δ (m)	0.1193	0.2708	0.1432	0.3232			

휨강도, 항복 및 극한변위

9.2.4 전단성능곡선 산정

1) 교축방향 (V_c)

① 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_c)

- 변위연성도 $\mu_{\Delta} \leq 2.0$ 인경우 V_c)

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0.300 \times \sqrt{24} \times 3.6191 = 5,319 \text{ kN}$$

$$k = 0.273 \quad (k=0.3-0.1(\mu_{\Delta}-2), \text{ 단 } \mu_{\Delta} \leq 2.0 \text{ 이면 } k=0.3)$$

$$A_e = 0.8 \times A_{\text{gross}} = 0.8 \times 4.524 = 3.6191 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$$

- 변위연성도 $\mu_{\Delta} \geq 5.0$ 인경우 V_c)

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0 \times \sqrt{24} \times 3.6191 = 0 \text{ kN}$$

$$k = 0.000$$

$$A_e = 0.8 \times A_{\text{gross}} = 0.8 \times 4.524 = 3.6191 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$$

여기서,

A_e : 유효 단면적

A_{gross} : 4.524 m^2

k : 부재의 변위연성도에 따른 콘크리트의 전단강도를 감소시켜주는 계수

- 변위연성도 μ_{Δ} 에 따른 Δ^L)

$$\blacktriangleright \mu_{\Delta} = 2.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_{\Delta} \times \Delta_y^L = 2.0 \times 0.11930 = 0.23859 \text{ m}$$

$$\blacktriangleright \mu_{\Delta} = 5.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_{\Delta} \times \Delta_y^L = 5.0 \times 0.11930 = 0.59648 \text{ m}$$

2) 교축직각방향

① 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_c) - 교각 하단

- 변위연성도 $\mu_\Delta \leq 2.0$ 인 경우 V_c

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0.300 \times \sqrt{24} \times 3.6191 = 5,319 \text{ kN}$$

$$k = 0.274 \quad (k=0.3-0.1(\mu_\Delta-2), \text{ 단 } \mu_\Delta \leq 2.0 \text{ 이면 } k=0.3)$$

$$A_e = 0.8 \times A_{\text{gross}} = 0.8 \times 4.524 = 3.6191 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$$

- 변위연성도 $\mu_\Delta \geq 5.0$ 인 경우 V_c

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0 \times \sqrt{24} \times 3.6191 = 0 \text{ kN}$$

$$k = 0.000$$

$$A_e = 0.8 \times A_{\text{gross}} = 0.8 \times 4.524 = 3.6191 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$$

여기서,

A_e : 유효 단면적

A_{gross} : 4.524 m²

k : 부재의 변위연성도에 따른 콘크리트의 전단강도를 감소시켜주는 계수

- 변위연성도 μ_Δ 에 따른 Δ^L

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 2.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 2.0 \times 0.14318 = 0.28635 \text{ m}$$

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 5.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 5.0 \times 0.14318 = 0.71588 \text{ m}$$

3) 교축방향 (V_s)

① 전단철근에 의한 전단강도 (V_s)

$$\bullet V_s = \frac{\pi A_v f_y D'}{2 s} = \frac{\pi \times 573 \times 300 \times 2,247.7}{2 \times 150} = 4,046 \text{ kN}$$

여기서, $A_v = 573 \text{ mm}^2$ (전단력 작용 방향의 횡방향 철근의 단면적)

=> (D19 - 2 EA) 2 단 배근

$f_y = 300 \text{ Mpa}$ (횡방향 철근의 항복강도)

$D' = D(\text{기둥폭}) - 2c(\text{피복})$

= 2400 - 2 × 100.0 + 28.6 + 19.1

= 2,247.7 mm (횡철근 중심간 거리)

4) 교축직각방향 (V_s)

① 전단철근이 부담하는 전단강도(V_s) - 교각 하단

$$\bullet V_s = \frac{\pi A_v f_y D'}{2 s} = \frac{\pi \times 573 \times 300 \times 2,247.7}{2 \times 150} = 4,046.2 \text{ kN}$$

여기서, $A_v = 573 \text{ mm}^2$ (전단력 작용 방향의 횡방향 철근의 단면적)

$$\Rightarrow (D_{19} - 2EA) \quad 2 \text{ 단 배근}$$

$$f_y = 300 \text{ Mpa} \quad (\text{횡방향 철근의 항복강도})$$

$$D' = D(\text{기둥폭}) - 2c(\text{피복})$$

$$= 2400 - 2 \times 100.0 + 28.6 + 19.1$$

$$= 2247.7 \text{ mm} \quad (\text{횡철근 중심간 거리})$$

5) 교축방향 (V_p)

① 축력에 의한 전단강도(V_p)

$$\bullet \quad V_p = 0.15 \times \frac{P_{TOP} \cdot t_s^L}{L_s} = 0.15 \times \frac{7,337 \times 2.400}{16.028} = 165 \text{ kN}$$

$$\text{여기서, } P_{TOP} = 7,337 \text{ kN} \quad (\text{기둥당 상단고정하중})$$

$$t_s^L = 2.400 \text{ m} \quad (=D) \quad (\text{교축방향 기둥 폭})$$

$$L_s^L = 16.028 \text{ m} \quad (=H_e^L) \quad (\text{교각유효높이})$$

6) 교축직각방향 (V_p)

① 축력에 의한 전단강도(V_p) - 교각 하단

$$\bullet \quad V_p = 0.15 \times \frac{P_{TOP} \cdot t_s}{L_s} = 0.15 \times \frac{7,337 \times 2.400}{17.553} = 150 \text{ kN}$$

$$\text{여기서, } P_{TOP} = 7,337 \text{ kN} \quad (\text{기둥당 상단고정하중})$$

$$t_s = 2.400 \text{ m} \quad (=D) \quad (\text{교축직각방향 기둥 폭})$$

$$L_s = 17.553 \text{ m} \quad (=H_e) \quad (\text{교각유효높이})$$

7) 교축방향 (V_n)

① 교각의 전단강도(V_n)

▶ μ _Δ = 2.0인 경우				
• V _n	= V _c + V _s + V _p	=	5,319	+ 4,046 + 165
		=	9,530	kN
▶ μ _Δ = 2.0인 경우 Δ ^L	=	=	0.23859	m

▶ μ _Δ = 5.0인 경우				
• V _n	= V _c + V _s + V _p	=	0	+ 4,046 + 165
		=	4,211	kN
▶ μ _Δ = 5.0인 경우 Δ ^L	=	=	0.59648	m

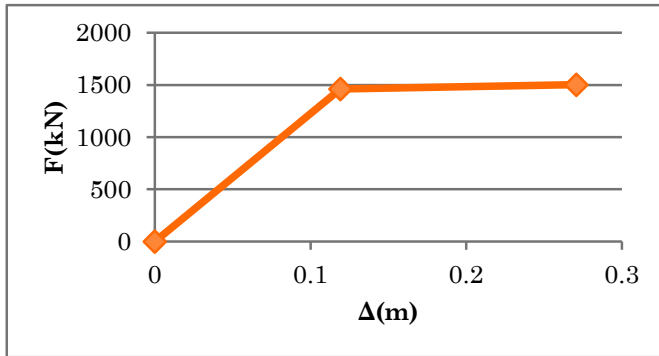
8) 교축직각방향 (V_n)

① 교각의 전단강도(V_n) - 교각 하단

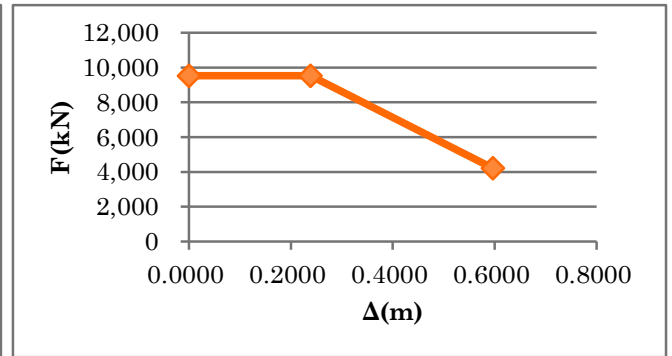
▶ μ _Δ = 2.0인 경우				
• V _n	= V _c + V _s + V _p	=	5,319	+ 4,046 + 150
		=	9,516	kN
▶ μ _Δ = 2.0인 경우 Δ ^L	=	=	0.28635	m

▶ μ _Δ = 5.0인 경우				
• V _n	= V _c + V _s + V _p	=	0	+ 4,046 + 150
		=	4,197	kN
▶ μ _Δ = 5.0인 경우 Δ ^L	=	=	0.71588	m

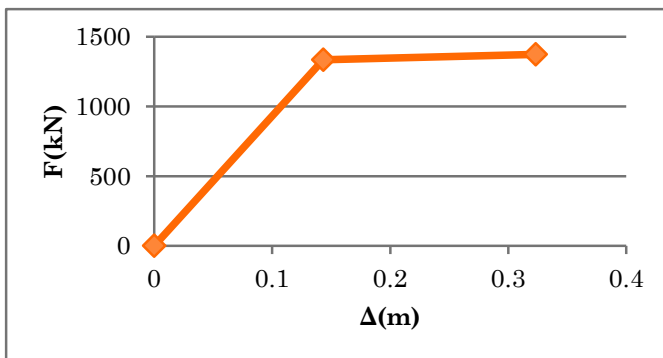
※ 힘·전단성능 곡선



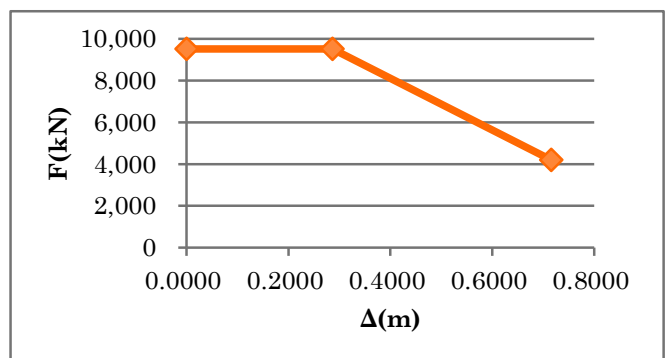
교축방향 휨성능 곡선



교축방향 전단성능 곡선



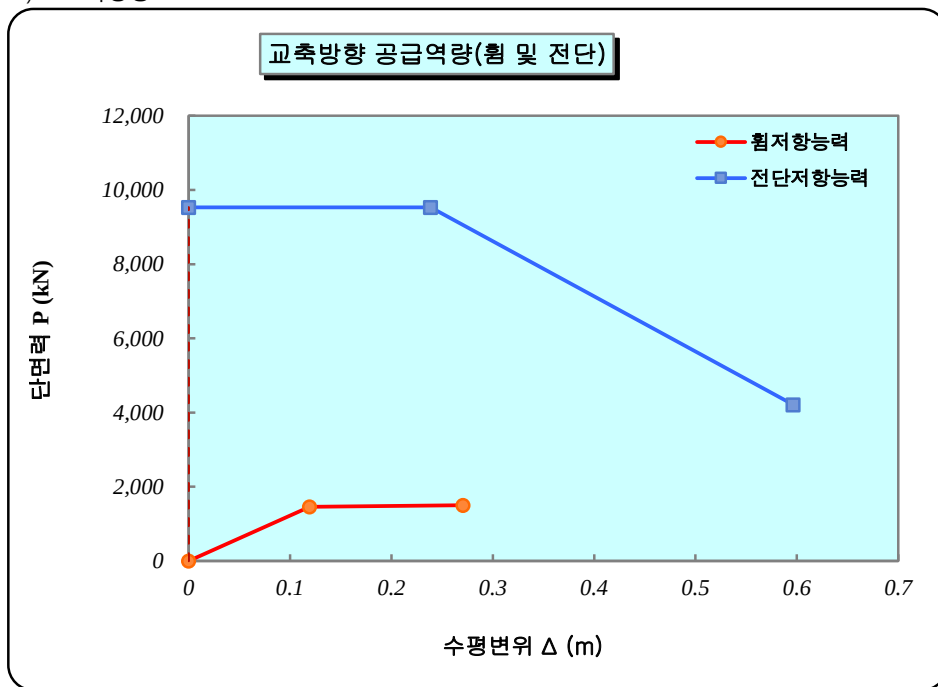
교축직각방향(하단) 휨성능 곡선



교축직각방향(하단) 전단성능 곡선

9.2.5 파괴모드 결정

1) 교축방향



휨강도(P_f)

1,503

(kN)

전단강도(V_n)

9,530

(kN)

항복변위 (Δ_y)

0.1193

(m)

극한변위 (Δ_u)

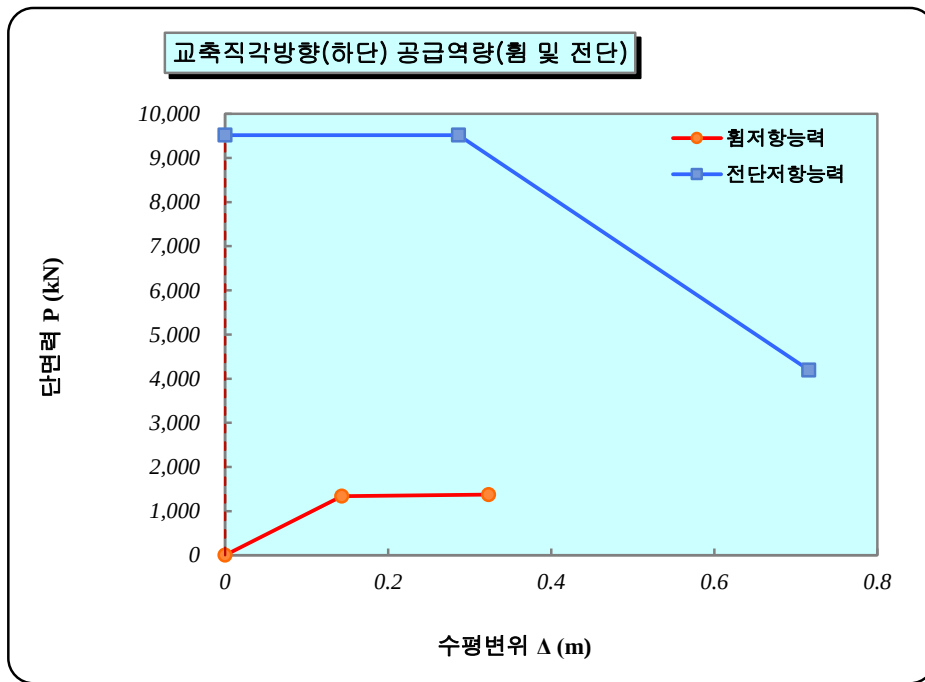
0.2708

(m)

변위연성도(μ)

2.270

2) 교축직각방향-하단



휨강도(P_f)
1,373
(kN)
전단강도(V_n)
9,516
(kN)
항복변위 (Δ_y)
0.1432
(m)
극한변위 (Δ_u)
0.3232
(m)
변위연성도(μ)
2.257

9.2.6 소요성능 산정

1) 교축방향

① 탄성 지진 조합력

$$\begin{aligned}
 M_{E, pd}^L &= M_E^L + P \cdot 1.5 \Delta_E^L = 11,440 + 7,337 \times 1.5 \times 0.05678 \\
 &= 12,064 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

② 단면강도비 R_S

$$R_S^L = \frac{M_{E, pd}}{M_y} = \frac{12,064}{23,434} = 1.000 \quad \therefore \text{탄성영역상에서 거동}$$

$$T \geq 1.25 T_s \quad \text{일때,} \quad \lambda_{DR} = 1$$

- $T < 1.25 T_s$ 일때, $\lambda_{DR} = (1 - (1/R_s) \cdot 1.25 T_s / T + 1/R_s)$
- 지반종류는 **S2** 이고, 주기(T)는 **1.3765** 초 이므로
 $T \geq 1.25 T_s$ (= 0.516) $\therefore \lambda_{DR} = 1.000$

※ 설계응답스펙트럼의 통제주기

구분	지반 종류				
	S1	S2	S3	S4	S5
T_s	0.3000	0.4131	0.4136	0.5609	0.7420
$1.25 T_s$	0.3750	0.5164	0.5170	0.7011	0.9275

④ 소요변위연성도 $\mu_{\Delta d}$

- $\mu_{\Delta d} = \lambda_{DR} \times R_s = 1.000 \times 1.000 = 1.000$

2) 교축직각방향

- 교축직각방향 기둥하단

① 탄성 지진 조합력

- $M_{E, pd}^T = M_E^L + P \cdot 1.5 \Delta_E^L = 20,100 + 7,337 \times 1.5 \times 0.104$
 $= 21,248 \text{ kN}\cdot\text{m}$

② 단면강도비 R_s

- $R_s^T = \frac{M_{E, pd}^T}{M_y} = \frac{21,248}{23,440} = 1.000 \therefore \text{탄성영역상에서 거동}$

- $T \geq 1.25 T_s$ 일때, $\lambda_{DR} = 1$
- $T < 1.25 T_s$ 일때, $\lambda_{DR} = (1 - (1/R_s) \cdot 1.25 T_s / T + 1/R_s)$
- 지반종류는 **S2** 이고, 주기(T)는 **1.8331** 초 이므로
 $T \geq 1.25 T_s$ (= 0.516) $\therefore \lambda_{DR} = 1.000$

※ 설계응답스펙트럼의 통제주기

구분	지반 종류				
	S1	S2	S3	S4	S5
T_s	0.3000	0.4131	0.4136	0.5609	0.7420
$1.25 T_s$	0.3750	0.5164	0.5170	0.7011	0.9275

④ 소요변위연성도 $\mu_{\Delta d}$

- $\mu_{\Delta d} = \lambda_{DR} \times R_s = 1.000 \times 1.000 = 1.000$

9.2.7 교각의 내진성능 평가

① 보유성능

- 교축방향(변위연성도) $\mu_{\Delta C}^L = 2.270$
- 교축직각방향 하단(변위연성도) $\mu_{\Delta C}^T = 2.257$

② 소요성능

- 교축방향(변위연성도) $\mu_{\Delta d}^L = 1.000$
- 교축직각방향 하단(변위연성도) $\mu_{\Delta d}^T = 1.000$

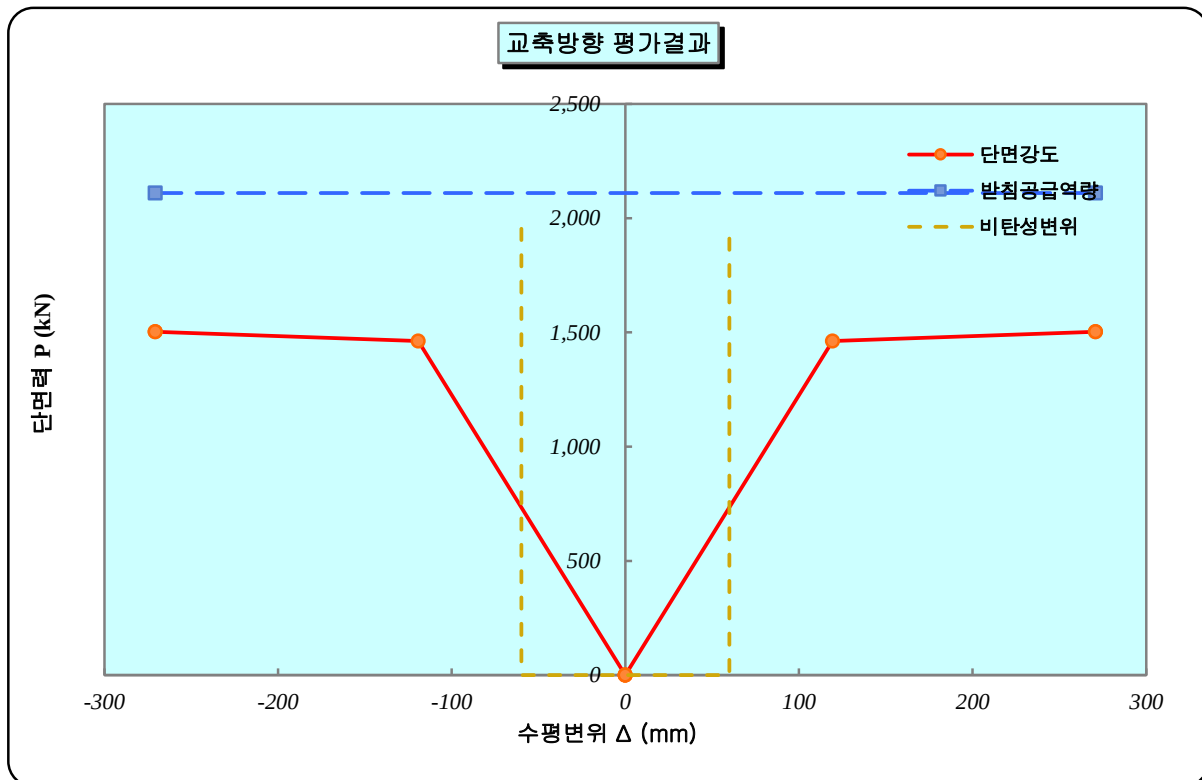
③ 평가

$$\therefore \text{교축방향(변위연성도)} \quad \frac{\mu_{\Delta C}^L}{\mu_{\Delta d}^L} = \frac{2.270}{1.000} = 2.270 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\therefore \text{교축직각방향 하단(변위연성도)} \quad \frac{\mu_{\Delta C}^T}{\mu_{\Delta d}^T} = \frac{2.257}{1.000} = 2.257 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

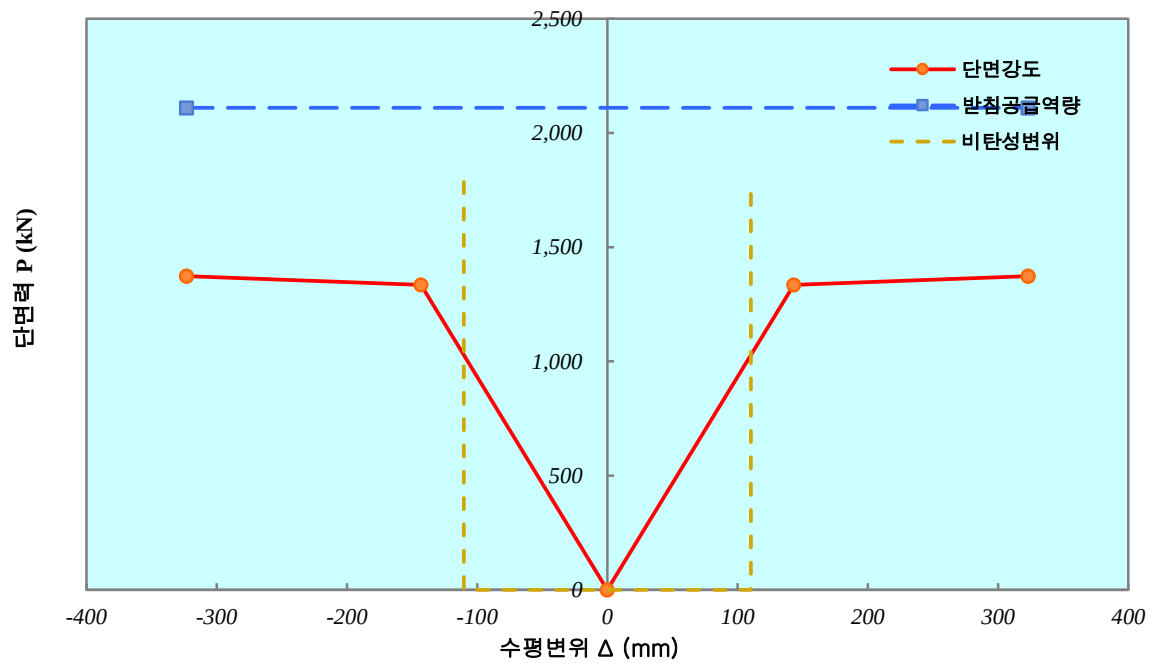
9.2.8 내진성능 평가 결과

- 교축방향



- 교축직각방향

교축직각방향 평가결과



9. 교각부 평가

9.3 교각 3

9.3.1 교각 거동 특성값

구 분	교축방향	교직방향	비고
거동형태	1	1	1 : 캔틸레버식 2 : 라멘식
	(캔틸레버식)	(캔틸레버식)	
굽이음 판단	3	3	1:100%, 2:50%, 3:0%
교각높이 H (m)	12.102	12.102	교각높이
교각유효높이 H _e (m)	14.602	16.127	교직-상부구조 도심
진동주기(sec)	1.377	1.833	해석결과

9.3.2 휨성능 곡선 산정

1) 교축방향

$$\begin{aligned}
 \bullet F_y^L &= M_y^L / H_e = 24,069 / 14.602 = 1,648.329 \text{ kN} \\
 \bullet F_u^L &= M_u^L / H_e = 24,668 / 14.602 = 1,689.351 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) 교축직각방향

$$\begin{aligned}
 \bullet F_y^T &= M_y^T / H_e = 24,071 / 16.127 = 1,492.565 \text{ kN} \\
 \bullet F_u^T &= M_u^T / H_e = 24,669 / 16.127 = 1,529.683 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

F_y^L, F_y^T : 교각의 항복시 교축 및 교축직각방향 휨단면강도(kN)

F_u^L, F_u^T : 교각의 극한상태시 교축 및 교축직각방향 휨단면강도(kN)

M_y^L, M_y^T : 교각의 항복시 항복휨모멘트(kN·m)

M_u^L, M_u^T : 교각의 극한상태시 공칭휨모멘트(kN·m)

H_e : 교각의 하중작용점 높이, m

9.3.3 교각의 변위 및 공급연성도 산정

1) 교축방향

① 항복변위(Δ_y)

$$\bullet \Delta_y^L = \frac{\Phi_y^L H_e^2}{3} = \frac{0.00140 \times 14.602^2}{3} = 0.0995 \text{ m}$$

② 소성변위(Δ_p)

$$\begin{aligned}
 \bullet L_p^L &= 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl} = 0.08 \times 14.602 + 0.022 \times 300 \times 0.029 = 1.357 \text{ m} \\
 &\geq 0.044 f_y d_{bl} = 0.044 \times 300 \times 0.029 = 0.383 \text{ m} \\
 \bullet \theta_p^L &= (\Phi_u^L - \Phi_y^L) L_p^L = (0.00769 - 0.00140) \times 1.357 = 0.0085 \\
 \bullet \Delta_p^L &= (M_u^L / m_y^L - 1) \Delta_y^L + \theta_p^L (H_e^L - L_p^L / 2) \\
 &= \left(\frac{24,668}{24,069} - 1 \right) \times 0.09950 + 0.00854 \times \left(14.602 - \frac{1.357}{2} \right) \\
 &= 0.1213 \text{ m}
 \end{aligned}$$

③ 극한변위(Δ_u^{Lf})

$$\bullet \Delta_u^{Lf} = \Delta_y^L + \Delta_p^L = 0.09950 + 0.12130 = 0.2208 \text{ m}$$

④ 공급연성도

$$\bullet \text{공급변위연성도 } \mu_{\Delta c}^L = \frac{\Delta_u^L}{\Delta_y^L} = \frac{0.2208}{0.0995} = 2.219 \quad (\text{제한없음})$$

$$= 2.219$$

⑤ 교각의 공급연성도

교각의 공급연성도는 평가요령에 따라 **2.219** 로 제한

(휨파괴보다 전단파괴가 먼저 일어날시 연성도는 1.0으로 측정한다.)

2) 교축직각방향

- 교축직각방향 하단

① 항복변위(Δ_y^T)

$$\bullet \quad \Delta_y^T = \frac{\Phi_y^T H_e^2}{3} = \frac{0.00140 \times 16.127^2}{3} = 0.1214 \quad \text{m}$$

② 소성변위(Δ_p)

$$\bullet \quad L_p^T = 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl} = 0.08 \times 16.127 + 0.022 \times 300 \times 0.029 = 1.479 \quad \text{m}$$

$$\geq 0.044 f_y d_{bl} = 0.044 \times 300 \times 0.029 = 0.383 \quad \text{m}$$

$$\bullet \quad \theta_p^T = (\Phi_U^T - \Phi_y^T) L_p^T = (0.00769 - 0.00140) \times 1.479 = 0.00930$$

$$\begin{aligned} \bullet \quad \Delta_p^T &= (M_U^T / m_Y^T - 1) \Delta_y^T + \theta_p^T (H_e^T - L_p^T / 2) \\ &= \left(\frac{24,669}{24,071} - 1 \right) \times 0.12143 + 0.00930 \times \left(16.127 - \frac{1.479}{2} \right) \\ &= 0.1461 \quad \text{m} \end{aligned}$$

③ 극한변위(Δ_u^T)

$$\bullet \quad \Delta_u^T = \Delta_y^T + \Delta_p^T = 0.1214 + 0.1461 = 0.2675 \quad \text{m}$$

④ 공급연성도

$$\begin{aligned} \bullet \text{ 공급변위연성도} \quad \mu_{\Delta c} &= \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = \frac{0.26750}{0.12143} = 2.203 \quad (\text{제한없음}) \\ &= 2.203 \end{aligned}$$

⑤ 교각의 공급연성도

교각의 공급연성도는 평가요령에 따라 **2.203** 로 제한

(휨파괴보다 전단파괴가 먼저 일어날시 연성도는 1.0으로 측정한다.)

구 분	교축방향		교축직각방향(하단)				비고
	항복시(y)	극한시(u)	항복시(y)	극한시(u)			
휨강도 F (kN)	1648	1689	1493	1530			
변위 Δ (m)	0.0995	0.2208	0.1214	0.2675			

휨강도, 항복 및 극한변위

9.3.4 전단성능곡선 산정

1) 교축방향 (V_c)

① 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_c)

- 변위연성도 $\mu_{\Delta} \leq 2.0$ 인경우 V_c)

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0.300 \times \sqrt{24} \times 3.6191 = 5,319 \text{ kN}$$

$$k = 0.278 \quad (k=0.3-0.1(\mu_{\Delta}-2), \text{ 단 } \mu_{\Delta} \leq 2.0 \text{ 이면 } k=0.3)$$

$$A_e = 0.8 \times A_{\text{gross}} = 0.8 \times 4.524 = 3.6191 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$$

- 변위연성도 $\mu_{\Delta} \geq 5.0$ 인경우 V_c)

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0 \times \sqrt{24} \times 3.6191 = 0 \text{ kN}$$

$$k = 0.000$$

$$A_e = 0.8 \times A_{\text{gross}} = 0.8 \times 4.524 = 3.6191 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$$

여기서,

A_e : 유효 단면적

A_{gross} : 4.524 m^2

k : 부재의 변위연성도에 따른 콘크리트의 전단강도를 감소시켜주는 계수

- 변위연성도 μ_{Δ} 에 따른 Δ^L)

$$\blacktriangleright \mu_{\Delta} = 2.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_{\Delta} \times \Delta_y^L = 2.0 \times 0.09950 = 0.19899 \text{ m}$$

$$\blacktriangleright \mu_{\Delta} = 5.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_{\Delta} \times \Delta_y^L = 5.0 \times 0.09950 = 0.49748 \text{ m}$$

2) 교축직각방향

① 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_c) - 교각 하단

- 변위연성도 $\mu_\Delta \leq 2.0$ 인 경우 V_c)

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0.300 \times \sqrt{24} \times 3.6191 = 5,319 \text{ kN}$$

$$k = 0.280 \quad (k=0.3-0.1(\mu_\Delta-2), \text{ 단 } \mu_\Delta \leq 2.0 \text{ 이면 } k=0.3)$$

$$A_e = 0.8 \times A_{\text{gross}} = 0.8 \times 4.524 = 3.6191 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$$

- 변위연성도 $\mu_\Delta \geq 5.0$ 인 경우 V_c)

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0 \times \sqrt{24} \times 3.6191 = 0 \text{ kN}$$

$$k = 0.000$$

$$A_e = 0.8 \times A_{\text{gross}} = 0.8 \times 4.524 = 3.6191 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$$

여기서,

A_e : 유효 단면적

A_{gross} : 4.524 m²

k : 부재의 변위연성도에 따른 콘크리트의 전단강도를 감소시켜주는 계수

- 변위연성도 μ_Δ 에 따른 Δ^L)

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 2.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 2.0 \times 0.12143 = 0.24285 \text{ m}$$

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 5.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 5.0 \times 0.12143 = 0.60713 \text{ m}$$

3) 교축방향 (V_s)

① 전단철근에 의한 전단강도 (V_s)

$$\bullet V_s = \frac{\pi A_v f_y D'}{2 s} = \frac{\pi \times 573 \times 300 \times 2,247.7}{2 \times 150} = 4,046 \text{ kN}$$

여기서, $A_v = 573 \text{ mm}^2$ (전단력 작용 방향의 횡방향 철근의 단면적)

=> (D19 - 2 EA) 2 단 배근

$f_y = 300 \text{ Mpa}$ (횡방향 철근의 항복강도)

$D' = D(\text{기둥폭}) - 2c(\text{피복})$

$$= 2400 - 2 \times 100.0 + 28.6 + 19.1$$

$$= 2,247.7 \text{ mm} \text{ (횡철근 중심간 거리)}$$

4) 교축직각방향 (V_s)

① 전단철근이 부담하는 전단강도(V_s) - 교각 하단

$$\bullet V_s = \frac{\pi A_v f_y D'}{2 s} = \frac{\pi \times 573 \times 300 \times 2,247.7}{2 \times 150} = 4,046.2 \text{ kN}$$

여기서, $A_v = 573 \text{ mm}^2$ (전단력 작용 방향의 횡방향 철근의 단면적)

$$\Rightarrow (D_{19} - 2EA) \quad 2 \text{ 단 배근}$$

$$f_y = 300 \text{ Mpa} \quad (\text{횡방향 철근의 항복강도})$$

$$D' = D(\text{기둥폭}) - 2c(\text{피복})$$

$$= 2400 - 2 \times 100.0 + 28.6 + 19.1$$

$$= 2247.7 \text{ mm} \quad (\text{횡철근 중심간 거리})$$

5) 교축방향 (V_p)

① 축력에 의한 전단강도(V_p)

$$\bullet \quad V_p = 0.15 \times \frac{P_{TOP} \cdot t_s^L}{L_s} = 0.15 \times \frac{8,501 \times 2.400}{14.602} = 210 \text{ kN}$$

$$\text{여기서, } P_{TOP} = 8,501 \text{ kN} \quad (\text{기둥당 상단고정하중})$$

$$t_s^L = 2.400 \text{ m} \quad (=D) \quad (\text{교축방향 기둥 폭})$$

$$L_s^L = 14.602 \text{ m} \quad (=H_e^L) \quad (\text{교각유효높이})$$

6) 교축직각방향 (V_p)

① 축력에 의한 전단강도(V_p) - 교각 하단

$$\bullet \quad V_p = 0.15 \times \frac{P_{TOP} \cdot t_s}{L_s} = 0.15 \times \frac{8,501 \times 2.400}{16.127} = 190 \text{ kN}$$

$$\text{여기서, } P_{TOP} = 8,501 \text{ kN} \quad (\text{기둥당 상단고정하중})$$

$$t_s = 2.400 \text{ m} \quad (=D) \quad (\text{교축직각방향 기둥 폭})$$

$$L_s = 16.127 \text{ m} \quad (=H_e) \quad (\text{교각유효높이})$$

7) 교축방향 (V_n)

① 교각의 전단강도(V_n)

▶ μ _Δ = 2.0인 경우				
• V _n	= V _c + V _s + V _p	=	5,319	+ 4,046 + 210
		=	9,575	kN
▶ μ _Δ = 2.0인 경우 Δ ^L	=	=	0.19899	m

▶ μ _Δ = 5.0인 경우				
• V _n	= V _c + V _s + V _p	=	0	+ 4,046 + 210
		=	4,256	kN
▶ μ _Δ = 5.0인 경우 Δ ^L	=	=	0.49748	m

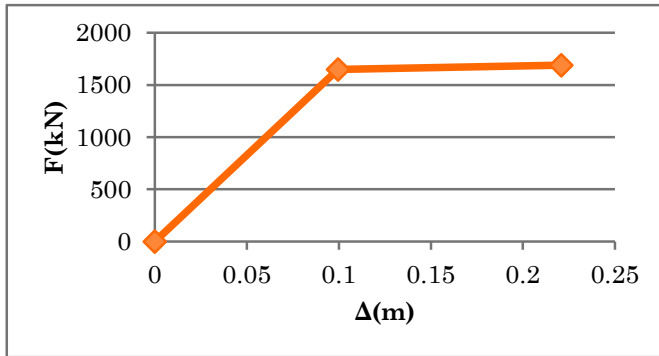
8) 교축직각방향 (V_n)

① 교각의 전단강도(V_n) - 교각 하단

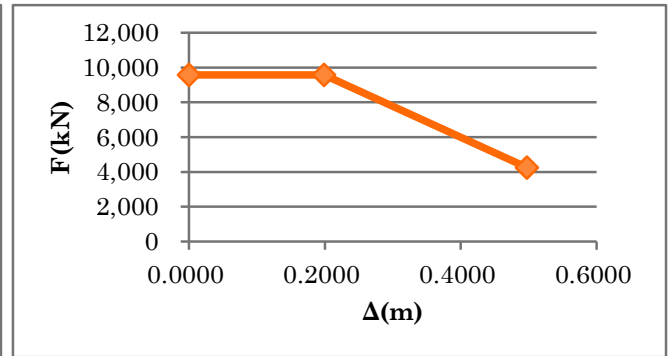
▶ μ _Δ = 2.0인 경우				
• V _n	= V _c + V _s + V _p	=	5,319	+ 4,046 + 190
		=	9,555	kN
▶ μ _Δ = 2.0인 경우 Δ ^L	=	=	0.24285	m

▶ μ _Δ = 5.0인 경우				
• V _n	= V _c + V _s + V _p	=	0	+ 4,046 + 190
		=	4,236	kN
▶ μ _Δ = 5.0인 경우 Δ ^L	=	=	0.60713	m

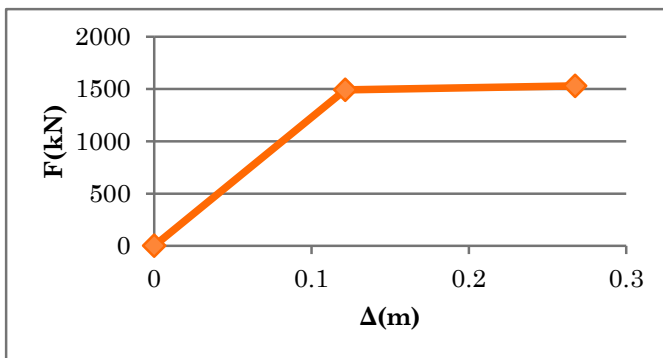
※ 힘·전단성능 곡선



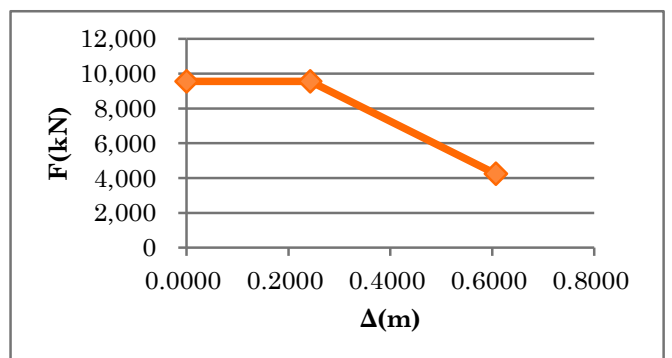
교축방향 휨성능 곡선



교축방향 전단성능 곡선



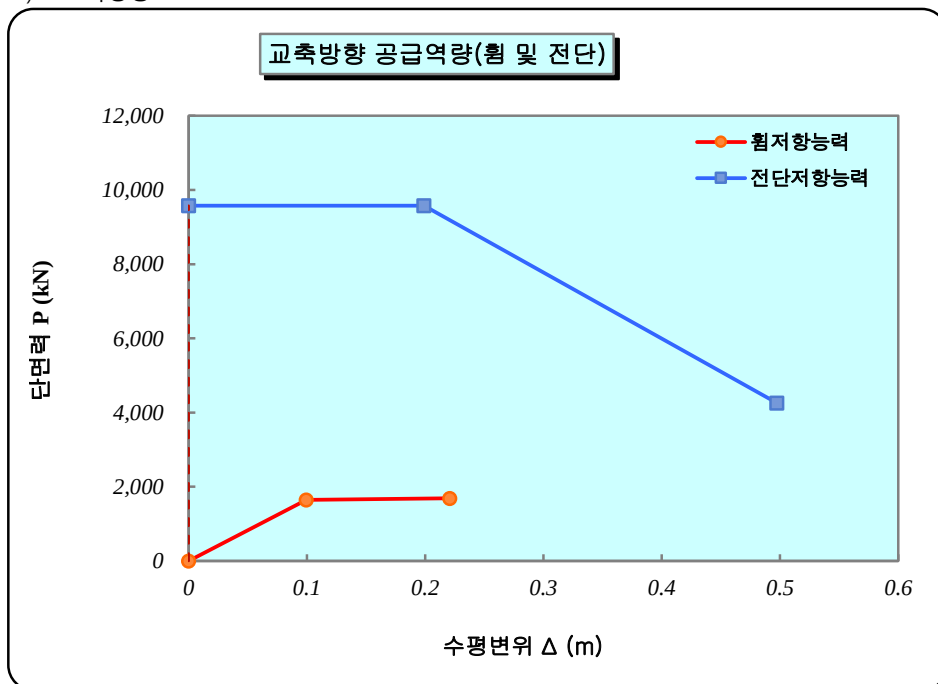
교축직각방향(하단) 휨성능 곡선



교축직각방향(하단) 전단성능 곡선

9.3.5 파괴모드 결정

1) 교축방향



휨강도(P_f)

1,689

(kN)

전단강도(V_n)

9,575

(kN)

항복변위 (Δ_y)

0.0995

(m)

극한변위 (Δ_u)

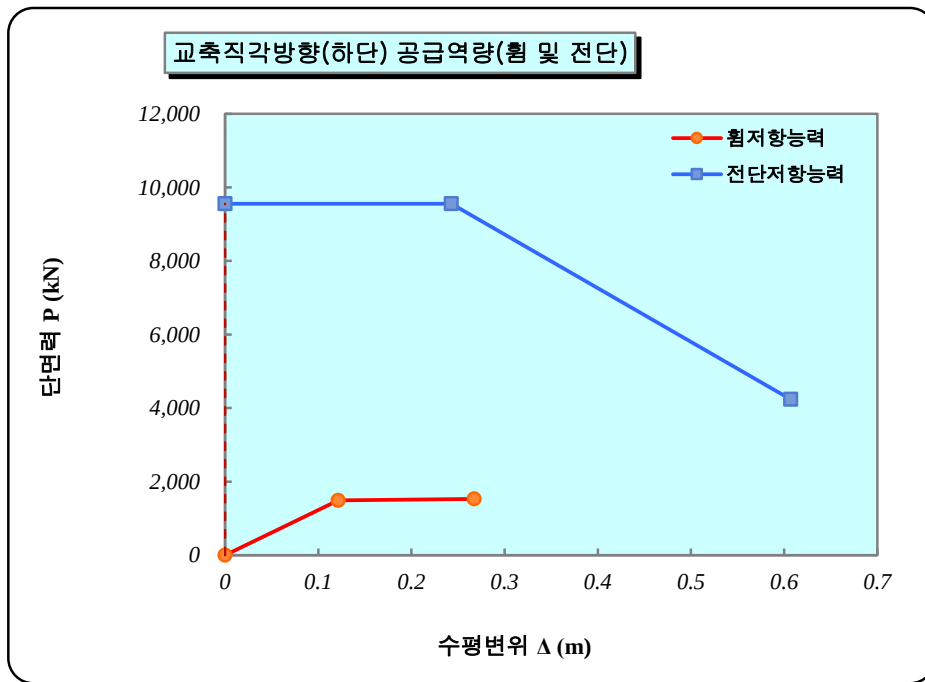
0.2208

(m)

변위연성도(μ)

2.219

2) 교축직각방향-하단



휨강도(P_f)
1,530
(kN)
전단강도(V_n)
9,555
(kN)
항복변위 (Δ_y)
0.1214
(m)
극한변위 (Δ_u)
0.2675
(m)
변위연성도(μ)
2.203

9.3.6 소요성능 산정

1) 교축방향

① 탄성 지진 조합력

$$\begin{aligned}
 \bullet \quad M_{E, pd}^L &= M_E^L + P \cdot 1.5 \Delta_E^L = 12,540 + 8,501 \times 1.5 \times 0.04107 \\
 &= 13,064 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

② 단면강도비 R_S

$$\bullet \quad R_S^L = \frac{M_{E, pd}}{M_y} = \frac{13,064}{24,069} = 1.000 \quad \therefore \text{탄성영역상에서 거동}$$

$$\bullet \quad T \geq 1.25 T_s \quad \text{일때,} \quad \lambda_{DR} = 1$$

- $T < 1.25 T_s$ 일때, $\lambda_{DR} = (1 - (1/R_s) \cdot 1.25 T_s / T + 1/R_s)$
- 지반종류는 **S2** 이고, 주기(T)는 **1.3765** 초 이므로
 $T \geq 1.25 T_s$ (= 0.516) $\therefore \lambda_{DR} = 1.000$

※ 설계응답스펙트럼의 통제주기

구분	지반 종류				
	S1	S2	S3	S4	S5
T_s	0.3000	0.4131	0.4136	0.5609	0.7420
$1.25 T_s$	0.3750	0.5164	0.5170	0.7011	0.9275

④ 소요변위연성도 $\mu_{\Delta d}$

- $\mu_{\Delta d} = \lambda_{DR} \times R_s = 1.000 \times 1.000 = 1.000$

2) 교축직각방향

- 교축직각방향 기둥하단

① 탄성 지진 조합력

- $M_{E, pd}^T = M_E^L + P \cdot 1.5 \Delta_E^L = 12,961 + 8,501 \times 1.5 \times 0.056$
 $= 13,673 \text{ kN}\cdot\text{m}$

② 단면강도비 R_s

- $R_s^T = \frac{M_{E, pd}^T}{M_y} = \frac{13,673}{24,071} = 1.000 \therefore \text{탄성영역상에서 거동}$

- $T \geq 1.25 T_s$ 일때, $\lambda_{DR} = 1$
- $T < 1.25 T_s$ 일때, $\lambda_{DR} = (1 - (1/R_s) \cdot 1.25 T_s / T + 1/R_s)$
- 지반종류는 **S2** 이고, 주기(T)는 **1.8331** 초 이므로
 $T \geq 1.25 T_s$ (= 0.516) $\therefore \lambda_{DR} = 1.000$

※ 설계응답스펙트럼의 통제주기

구분	지반 종류				
	S1	S2	S3	S4	S5
T_s	0.3000	0.4131	0.4136	0.5609	0.7420
$1.25 T_s$	0.3750	0.5164	0.5170	0.7011	0.9275

④ 소요변위연성도 $\mu_{\Delta d}$

- $\mu_{\Delta d} = \lambda_{DR} \times R_s = 1.000 \times 1.000 = 1.000$

9.3.7 교각의 내진성능 평가

① 보유성능

- 교축방향(변위연성도) $\mu_{\Delta C}^L = 2.219$
- 교축직각방향 하단(변위연성도) $\mu_{\Delta C}^T = 2.203$

② 소요성능

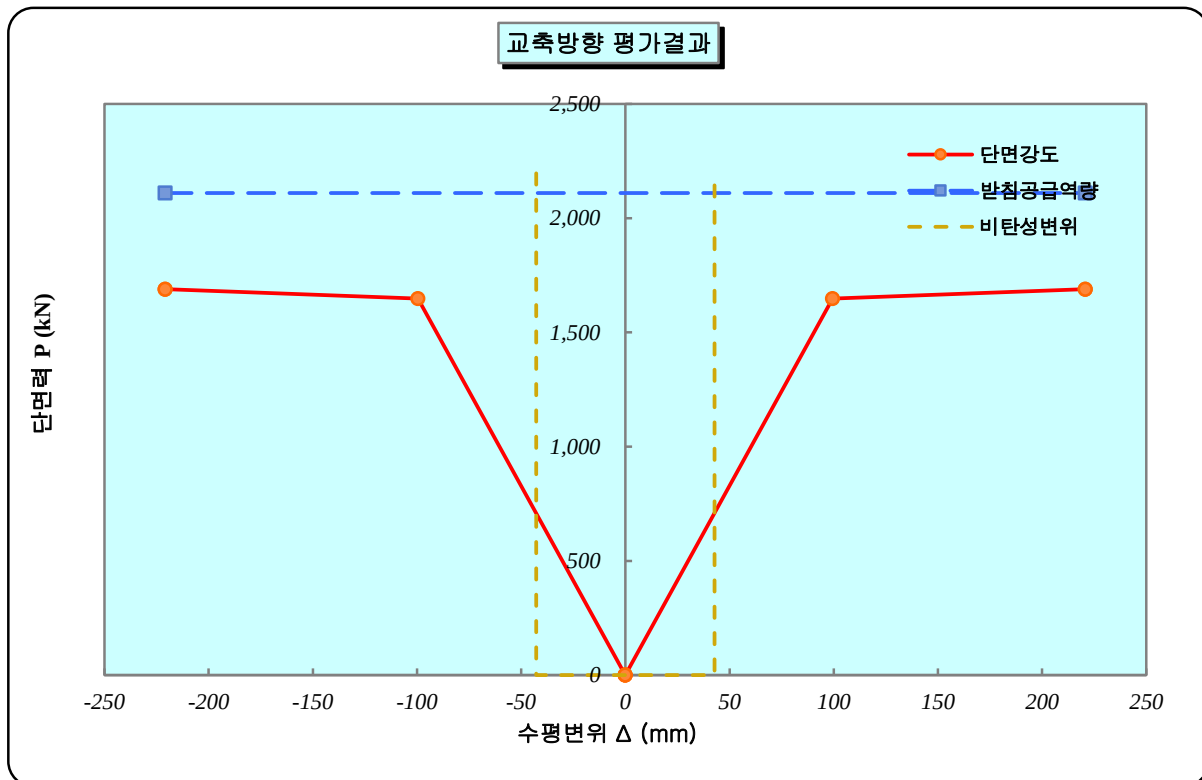
- 교축방향(변위연성도) $\mu_{\Delta d}^L = 1.000$
- 교축직각방향 하단(변위연성도) $\mu_{\Delta d}^T = 1.000$

③ 평가

∴ 교축방향(변위연성도)	$\frac{\mu_{\Delta C}^L}{\mu_{\Delta d}^L} = \frac{2.219}{1.000} = 2.219 \geq 1.0$	∴ O.K
∴ 교축직각방향 하단(변위연성도)	$\frac{\mu_{\Delta C}^T}{\mu_{\Delta d}^T} = \frac{2.203}{1.000} = 2.203 \geq 1.0$	∴ O.K

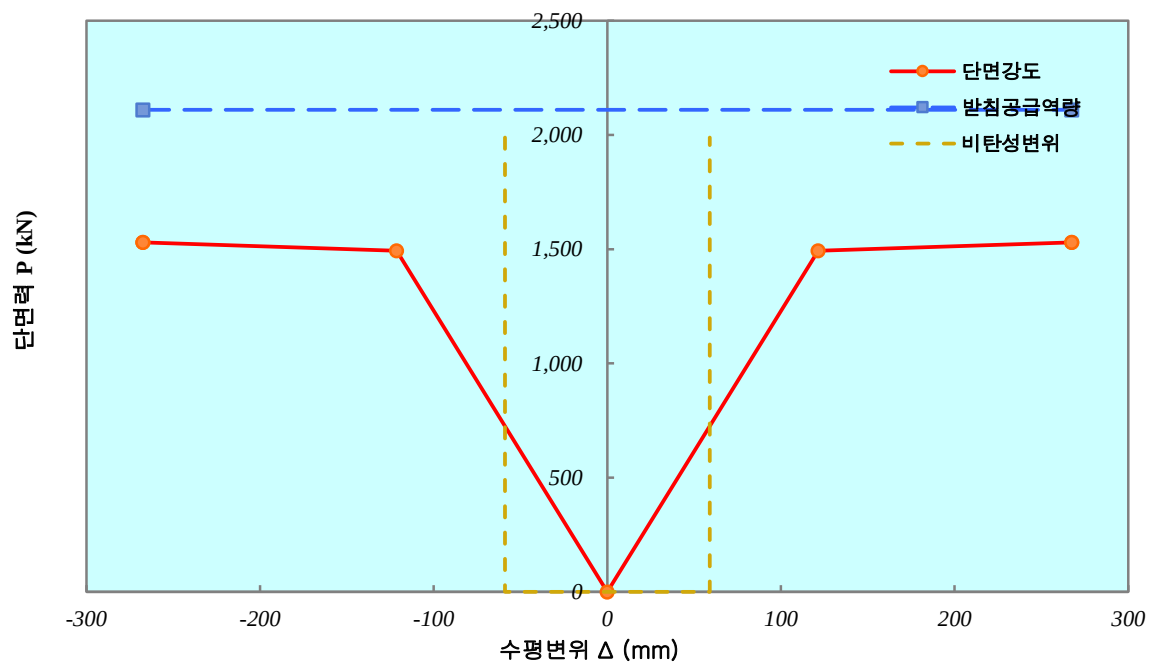
9.3.8 내진성능 평가 결과

- 교축방향



- 교축직각방향

교축직각방향 평가결과



10. 받침부 평가 (교각, 교대)

10.1 교각 P1

10.1.1 받침본체 검토

교각 받침부 평가시 지진하중은 교각의 단면강도와

받침부 발생지진력 중 작은 값으로 한다

(1) 받침 1기당 횡방향 저항용량(f_B)

- 교축방향

$$f_B = 211.00 \text{ kN}$$

- 교직방향

$$f_B = 211.00 \text{ kN}$$

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

- 교축방향

$$F_{BC} = 211.00 \times 10 = 2,110.00 \text{ kN}$$

- 교직방향

$$F_{BC} = 211.00 \times 10 = 2,110.00 \text{ kN}$$

(3) 소요성능 : 받침부 평가지진력 F_{BD}

- 교축방향

$$\begin{aligned} F_{BD} &= \text{MIN}[F_n, [V]_{\text{comb,Top}}] \\ &= \text{MIN}[1,887, 1,123] = 1,122.60 \text{ kN} \end{aligned}$$

- 교직방향

$$\begin{aligned} F_{BD} &= \text{MIN}[F_n, [V]_{\text{comb,Top}}] \\ &= \text{MIN}[1,689, 746] = 745.81 \text{ kN} \end{aligned}$$

(4) 받침본체 내진성능평가

- 교축방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{2,110.00}{1,122.60} = 1.880 > 1.0 \quad \text{OK}$$

- 교축직각방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{2,110.00}{745.81} = 2.829 > 1.0 \quad \text{OK}$$

10.1.2 받침본체 앵커

(1) 받침제원

본체규격

C	$=$	550	mm	받침 교축방향 길이 (하판)
B	$=$	500	mm	받침 교축직각방향 길이 (하판)
d_a	$=$	40	mm	받침부 앵커소켓 직경
d_b	$=$	16	mm	받침부 앵커볼트 직경
h_{ef}	$=$	150	mm	받침부 앵커 근입 깊이
S_L	$=$	500	mm	받침 교축방향 앵커 간격
S_T	$=$	450	mm	받침 교축직각방향 앵커 간격
n	$=$	4	ea	앵커 개수
받침부 콘크리트 강도	f_{ck}	$=$	24	MPa
앵커의 유효단면적	A_{se}	$=$	201	mm ²
앵커의 인장강도	f_{uta}	$=$	860	MPa
앵커의 유효 묻힘길이	h_{ef}	$=$	150	mm
코핑부 깊이	h_{cop}	$=$	2500	mm

(2) 강재파괴

1) 보유성능 : 강재강도

$$V_{sa} = n \cdot 1.0 \cdot A_{se} \cdot f_{uta} \quad V_{sa} \quad n : \text{앵커 개수}$$

$$\begin{aligned} \text{교축방향:} \quad V_{saL} &= 4 \times 1.0 \times 201 \times 860 = 692 \text{ kN} \\ \text{교직방향:} \quad V_{saT} &= 4 \times 1.0 \times 201 \times 860 = 692 \text{ kN} \end{aligned}$$

2) 소요성능 : 받침 1기당 평가지진력

$$\begin{aligned} \text{교축방향:} \quad F_{ASDL} &= F_{BDL} / n^L = 1122.60 / 10 = 112 \text{ kN} \\ \text{교직방향:} \quad F_{ASDT} &= F_{BDT} / n^T = 745.81 / 10 = 75 \text{ kN} \end{aligned} \quad F_{ASD}$$

3) 평가

$$\begin{aligned} \text{교축방향} \quad \frac{V_{saL}}{F_{ASDL}} &= \frac{692}{112} = 6.161 > 1.0 \quad \text{OK} \\ \text{교직방향} \quad \frac{V_{saT}}{F_{ASDT}} &= \frac{692}{75} = 9.274 > 1.0 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

(3) 콘크리트 파괴

1) 보유성능 : 콘크리트 파괴강도 V_{cbg}

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

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

A_{vco} : 연단거리, 간격 또는 부재두께에 제한을 받지 않는 단일앵커의 전단력방향 자유단면에 형성되는 전단파괴면 투영면적 (mm^2)

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

$\Phi_{ed,v}$: 연단거리 영향에 대한 전단강도 수정계수

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

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

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

V_b : 전단력을 받는 단일 앵커의 기본콘크리트 파괴강도 (kN)

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

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

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

h_a : 앵커가 정착되는 콘크리트 두께(mm)

① 교축방향

$$C_{a1} = 1,025 \quad mm$$

$$C_{a1}' = 1,025 \quad mm$$

$$C_{a2} = 675 \quad mm$$

$$C_{a2}' = 675 \quad mm$$

$$\sum S_i = 9050 \quad mm$$

$$S_L = 500 \quad mm$$

$$1.5C_{a1} = 1,538 \quad mm$$

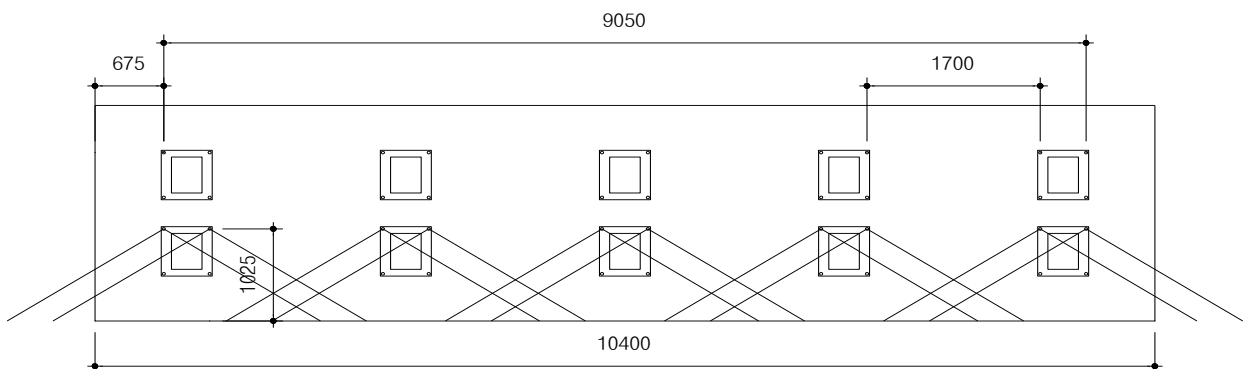
$$S_T = 450 \quad mm$$

$$S_{ax} = 1700 \quad mm$$

$$h_{cop} = 2,500 \quad mm$$

$$h_a = \min[h_{cop}, 1.5C_{a1}] = 1,538 \quad mm$$

$$\text{투영길이} = 10,400 \quad mm$$



'- 파괴선이 겹치므로 전체받침 앵커그룹으로 저항

$$\begin{aligned}
 A_{vc} &= 15,990,000 \text{ mm}^2 \\
 A_{vco} &= 4.5 C_{a1}^2 = 4.5 \times 1025^2 = 4,727,813 \text{ mm}^2 \\
 \text{check } A_{vc} &< n A_{vco} = 15,990,000 < 10 \times 4,727,813 = 47,278,125 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{b1} &= 0.6(l_e/d_a)^{0.2} \sqrt{d_a} \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5} \\
 &= 0.6 \frac{150^{0.2}}{40} \times \sqrt{40} \times \sqrt{24} \times 1025^{1.5} \\
 &= 794.66 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

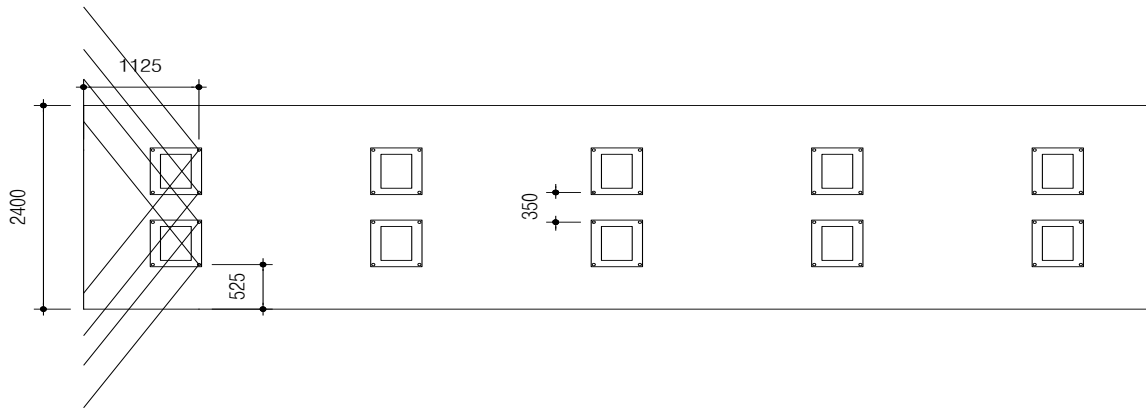
$$\begin{aligned}
 V_{b2} &= 3.7 \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5} \\
 &= 3.7 \times \sqrt{24} \times 1,025^{1.5} \\
 &= 594.83 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Phi_{ed,v} &= 0.832 & \Phi_{h,v} &= 1.000 \\
 l_e &= \text{MIN}[h_{efr}, 8d_a] = 150 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{cbg}^L &= A_{vc} / A_{vco} \times \Phi_{ed,v} \times \Phi_{c,v} \times \Phi_{h,v} \times \text{MIN}(V_{b1}, V_{b2}) \\
 &= \frac{15,990,000}{4,727,813} \times 0.832 \times 1.000 \times 1.000 \times 595 = 1,673 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

② 교직방향

$$\begin{aligned}
 C_{a1} &= 1,125 \text{ mm} \\
 C_{a1}' &= 1,125 \text{ mm} \\
 C_{a2} &= 525 \text{ mm} \\
 C_{a2}' &= 525 \text{ mm} & \sum S_i &= 350 \text{ mm} \\
 S_L &= 500 \text{ mm} & 1.5C_{a1} &= 1,688 \text{ mm} \\
 S_T &= 450 \text{ mm} & S_{ay} &= 350 \text{ mm} \\
 h_{cop} &= 2,500 \text{ mm} & h_a = \text{min}[h_{cop}, 1.5C_{a1}] &= 1,688 \text{ mm} \\
 \text{투영길이} &= 2,400 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



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

$$\begin{aligned}
 1\text{면} \quad C_{a1} &= 1,125 \text{ mm} < 1.5C_{a1} = 1,688 \text{ mm} \\
 2\text{면} \quad C_{a2}' &= 525 \text{ mm} < 1.5C_{a1} = 1,688 \text{ mm} \\
 3\text{면} \quad h_{\text{cop}} &= 2,500 \text{ mm} > 1.5C_{a1} = 1,688 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- 연단거리 재산정 불필요

$$\begin{aligned}
 A_{vc} &= 4,050,000 \text{ mm}^2 \\
 A_{vco} &= 4.5C_{a1}^2 = 4.5 \times 1,125^2 = 5,695,313 \text{ mm}^2 \\
 \text{check } A_{vc} &< n A_{vco} = 4,050,000 < 4 \times 5,695,313 = 22,781,250 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{b1} &= 0.6(l_e/d_a)^{0.2} \sqrt{d_a} \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5} \\
 &= 0.6 \frac{150^{0.2}}{40} \times \sqrt{40} \times \sqrt{24} \times 1,125^{1.5} \\
 &= 913.74 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{b2} &= 3.7 \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5} \\
 &= 3.7 \times \sqrt{24} \times 1,125^{1.5} \\
 &= 683.97 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\Phi_{ed,v} = 0.793 \quad \Phi_{h,v} = 1.000$$

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

$$\begin{aligned}
 V_{\text{cbg}}^T &= A_{vc} / A_{vco} * \Phi_{ed,v} * \Phi_{c,v} * \Phi_{h,v} * \text{MIN}(V_{b1}, V_{b2}) \\
 &= \frac{4,050,000}{5,695,313} \times 0.793 \times 1.000 \times 1.000 \times 684 = 386 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) 소요성능 : 앵커부 요구성능

$$\begin{aligned} \text{교축방향: } F_{AC,DL} &= 112 \times 5 = 561 \text{ kN} \\ \text{교직방향: } F_{AC,DT} &= 75 \times 2 = 149 \text{ kN} \end{aligned}$$

3) 평가

$$\begin{aligned} \text{교축방향 } \frac{V_{cbgL}}{F_{AC,DL}} &= \frac{1,673}{561} = 2.981 > 1.0 \quad \text{OK} \\ \text{교직방향 } \frac{V_{cbgT}}{F_{AC,DT}} &= \frac{386}{149} = 2.587 > 1.0 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

(4) 콘크리트 프라이 아웃 파괴

1) 보유성능 : 콘크리트 파괴강도 V_{cpG}

$$V_{cpG} = k_{cp} \cdot N_{cbg}$$

$$\begin{aligned} k_{cp} : \text{콘크리트 프라이아웃 강도계수} \quad h_{ef} < 65\text{mm} \text{ 인 경우} \quad k_{cp} &= 1 \\ h_{ef} \geq 65\text{mm} \text{ 인 경우} \quad k_{cp} &= 2 \end{aligned}$$

$$N_{cbg} : \text{인장을 받는 앵커 그룹의 콘크리트 파괴강도} \quad N_{cbg} = A_{nc}/A_{nco} \cdot \phi_{ed,N} \cdot \phi_{c,N} \cdot N_b$$

$$A_{nc} : \text{인장강도 산정을 위한 단일 앵커 또는 앵커 그룹의 콘크리트 파괴면 투영면적(mm}^2\text{)}$$

$$A_{nco} : \text{연단거리 또는 간격에 제한을 받지 않는 경우에 인장강도산정을 위한}$$

$$\text{단일 앵커의 콘크리트 파괴면 투영면적(mm}^2\text{)} \quad A_{nco} = 9h_{ef}^2$$

$$\phi_{ed,N} : \text{연단거리 영향에 의한 인장강도 수정계수}$$

$$C_{a,min} \geq 1.5h_{ef} \quad \phi_{ed,N} = 1$$

$$C_{a,min} < 1.5h_{ef} \quad \phi_{ed,N} = 0.7 + 0.3(C_{a,min}/1.5h_{ef})$$

$$N_b : \text{인장력을 받는 단일 앵커의 기본 콘크리트 강도}$$

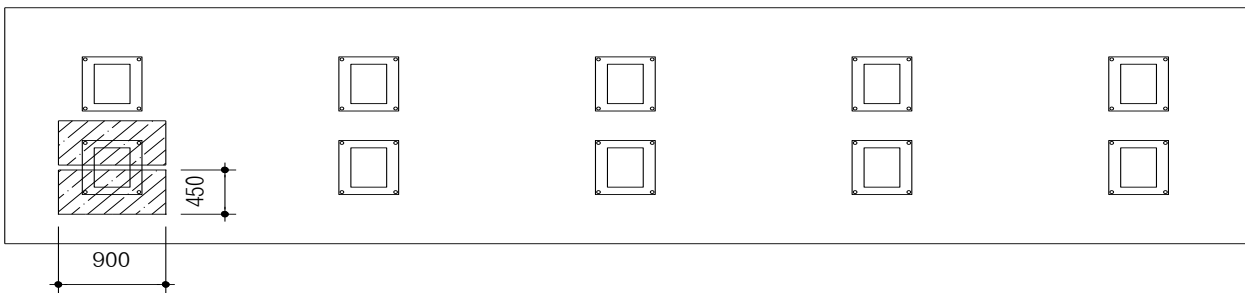
$$N_b = 3.9\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{5/3} \quad (280 < h_{ef} < 635) \quad N_b = 10\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5}$$

$$\phi_{c,N} : \text{사용하중을 받을 때 콘크리트에 균열이 발생하지 않는 위치의 강도 수정계수}$$

$$\text{선설치앵커 : } \phi_{c,N} = 1.25 \quad \text{후설치앵커 : } \phi_{c,N} = 1.40$$

① 교축방향

C_{a1}	=	1,025	mm	S_L	=	500	mm
C_{a1}'	=	1,025	mm	S_T	=	450	mm
C_{a2}	=	675	mm	S_{ax}	=	1,700	mm
C_{a2}'	=	675	mm	S_{ay}	=	350	mm
h_{ef}	=	150	mm	h_{ef}'	=	150	mm (유효문힘깊이)
$1.5h_{ef}$	=	225.0	mm	$1.5h_{ef}'$	=	225.0	mm
$2 \times 1.5h_{ef}$	=	450.0	mm	$2 \times 1.5h_{ef}'$	=	450.0	mm



$$h_{ef} = 150 \text{ mm}$$

$$A_{nc} = 810,000 \text{ mm}^2 \quad (\text{투영면적 산정; 삽도참조})$$

$$A_{nco} = 9h_{ef}^2 = 202500 \text{ mm}^2$$

$$\text{check } A_{nc} < n A_{nco} = 810,000 > 4 \times 202,500 = 810,000 \text{ mm}^2$$

$$\phi_{ed,N} = 1.000$$

$$\phi_{c,N} = 1.250$$

$$N_b = 10\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5} = 90.00 \text{ kN}$$

$$N_{cbg} = A_{nc}/A_{nco} \cdot \phi_{ed,N} \cdot \phi_{c,N} \cdot N_b$$

$$= \frac{810,000}{202,500} \times 1.000 \times 1.250 \times 90.0 = 450 \text{ kN}$$

$$k_{cp} = 2$$

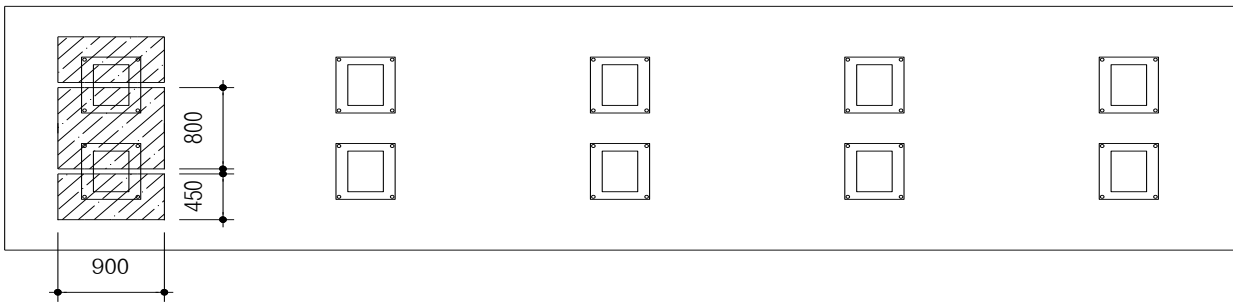
$$V_{cpg} = k_{cp} \cdot N_{cbg} = 2 \times 450 = 900 \text{ kN}$$

- 받침 1기당 보유성능

$$V_{cpg} / N (\text{받침개수}) = 900 / 1 = 900 \text{ kN}$$

② 교직방향

C_{a1}	=	1,125	mm	S_L	=	500	mm
C_{a1}'	=	1,125	mm	S_T	=	450	mm
C_{a2}	=	525	mm	S_{ax}	=	1,700	mm
C_{a2}'	=	525	mm	S_{ay}	=	350	mm
h_{ef}	=	150	mm	h_{ef}'	=	150	mm (유효물림깊이)
$1.5h_{ef}$	=	225.0	mm	$1.5h_{ef}'$	=	225.0	mm
$2 \times 1.5h_{ef}$	=	450.0	mm	$2 \times 1.5h_{ef}'$	=	450.0	mm



- 프라이아웃 저항면적 산정시 4면 이상이 가장자리의 영향을 받는지 여부 검토

1면	C_{a1}	=	1,125	mm	>	$1.5h_{ef}$	=	225.0	mm
2면	C_{a2}	=	525	mm	>	$1.5h_{ef}$	=	225.0	mm
3면	C_{a2}'	=	525	mm	>	$1.5h_{ef}$	=	225.0	mm
4면	$S_T + S_{ax}$	=	2,150	mm	>	$2 \times 1.5h_{ef}$	=	450.0	mm
	S_{ay}	=	350	mm	<	$2 \times 1.5h_{ef}$	=	450.0	mm

- 앵커의 유효물림깊이 h_{ef} 재산정 불필요

$$\therefore h_{ef} = 150 \text{ mm}$$

$$A_{nc} = 1,530,000 \text{ mm}^2 \quad (\text{투영면적 산정; 삽도참조})$$

$$A_{nco} = 9h_{ef}^2 = 202,500 \text{ mm}^2$$

$$\text{check } A_{nc} < n A_{nco} = 1,530,000 < 8 \times 202,500 = 1,620,000 \text{ mm}^2$$

$$\varphi_{ed,N} = 1.000 \quad \phi_{c,N} = 1.250$$

$$N_b = 10\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5} = 90.00 \text{ kN}$$

$$N_{cbg} = A_{nc} / A_{nco} * \phi_{ed,N} * \phi_{c,N} * N_b$$

$$= \frac{1,530,000}{202,500} \times 1.000 \times 1.250 \times 90.0 = 850 \text{ kN}$$

$$k_{cp} = 2$$

$$V_{cpG} = k_{cp} * N_{cbg} = 2 \times 850 = 1,700 \text{ kN}$$

- 받침 1기당 보유성능

$$V_{cpG} / N (\text{받침개수}) = 1,700 / 2 = 850 \text{ kN}$$

2) 소요성능 : 받침 1기당 평가지진력

F_{ASD}

$$\text{교축방향: } F_{ASDL} = 112 \text{ kN}$$

$$\text{교직방향: } F_{ASDT} = 75 \text{ kN}$$

3) 평가

$$\text{교축방향} \quad \frac{V_{cpGL}}{F_{ASDL}} = \frac{900}{112} = 8.017 > 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\text{교직방향} \quad \frac{V_{cpGT}}{F_{ASDT}} = \frac{850}{75} = 11.397 > 1.0 \quad \text{OK}$$

(5) 받침부 평가 요약

구분		방향	보유성능	소요성능	평가	
받침부	본체	교축	2,110	1,123	1.880	OK
		교직	2,110	746	2.829	OK
	앵커볼트	교축	692	112	6.161	OK
		교직	692	75	9.274	OK
	콘크리트	교축	1,673	561	2.981	OK
		교직	386	149	2.587	OK
	프라이아웃	교축	900	112	8.017	OK
		교직	850	75	11.397	OK

10. 받침부 평가 (교각, 교대)

10.2 교각 P2

10.2.1 받침본체 검토

교각 받침부 평가시 지진하중은 교각의 단면강도와
받침부 발생지진력 중 작은 값으로 한다

(1) 받침 1기당 횡방향 저항용량(f_B)

- 교축방향

$$f_B = 211.00 \text{ kN}$$

- 교직방향

$$f_B = 211.00 \text{ kN}$$

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

- 교축방향

$$F_{BC} = 211.00 \times 10 = 2,110.00 \text{ kN}$$

- 교직방향

$$F_{BC} = 211.00 \times 10 = 2,110.00 \text{ kN}$$

(3) 소요성능 : 받침부 평가지진력 F_{BD}

- 교축방향

$$\begin{aligned} F_{BD} &= \text{MIN}[F_n, [V]_{\text{comb,Top}}] \\ &= \text{MIN}[1,503, 668] = 667.84 \text{ kN} \end{aligned}$$

- 교직방향

$$\begin{aligned} F_{BD} &= \text{MIN}[F_n, [V]_{\text{comb,Top}}] \\ &= \text{MIN}[1,373, 998] = 998.02 \text{ kN} \end{aligned}$$

(4) 받침본체 내진성능평가

- 교축방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{2,110.00}{667.84} = 3.159 > 1.0 \quad \text{OK}$$

- 교축직각방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{2,110.00}{998.02} = 2.114 > 1.0 \quad \text{OK}$$

10.2.2 받침본체 앵커

(1) 받침제원

본체규격

C	$=$	550	mm	받침 교축방향 길이 (하판)
B	$=$	500	mm	받침 교축직각방향 길이 (하판)
d_a	$=$	40	mm	받침부 앵커소켓 직경
d_b	$=$	16	mm	받침부 앵커볼트 직경
h_{ef}	$=$	150	mm	받침부 앵커 근입 깊이
S_L	$=$	500	mm	받침 교축방향 앵커 간격
S_T	$=$	450	mm	받침 교축직각방향 앵커 간격
n	$=$	4	ea	앵커 개수
받침부 콘크리트 강도	f_{ck}	$=$	24	MPa
앵커의 유효단면적	A_{se}	$=$	201	mm ²
앵커의 인장강도	f_{uta}	$=$	860	MPa
앵커의 유효 묻힘길이	h_{ef}	$=$	150	mm
코핑부 깊이	h_{cop}	$=$	2500	mm

(2) 강재파괴

1) 보유성능 : 강재강도

$$V_{sa} = n \cdot 1.0 \cdot A_{se} \cdot f_{uta} \quad V_{sa} \quad n : \text{앵커 개수}$$

$$\begin{aligned} \text{교축방향:} \quad V_{saL} &= 4 \times 1.0 \times 201 \times 860 = 692 \text{ kN} \\ \text{교직방향:} \quad V_{saT} &= 4 \times 1.0 \times 201 \times 860 = 692 \text{ kN} \end{aligned}$$

2) 소요성능 : 받침 1기당 평가지진력

$$\begin{aligned} \text{교축방향:} \quad F_{ASDL} &= F_{BDL} / n^L = 667.84 / 10 = 67 \text{ kN} \\ \text{교직방향:} \quad F_{ASDT} &= F_{BDT} / n^T = 998.02 / 10 = 100 \text{ kN} \end{aligned} \quad F_{ASD}$$

3) 평가

$$\begin{aligned} \text{교축방향} \quad \frac{V_{saL}}{F_{ASDL}} &= \frac{692}{67} = 10.357 > 1.0 \quad \text{OK} \\ \text{교직방향} \quad \frac{V_{saT}}{F_{ASDT}} &= \frac{692}{100} = 6.930 > 1.0 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

(3) 콘크리트 파괴

1) 보유성능 : 콘크리트 파괴강도 V_{cbg}

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

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

A_{vco} : 연단거리, 간격 또는 부재두께에 제한을 받지 않는 단일앵커의 전단력방향 자유단면에 형성되는 전단파괴면 투영면적 (mm^2)

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

$\Phi_{ed,v}$: 연단거리 영향에 대한 전단강도 수정계수

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

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

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

V_b : 전단력을 받는 단일 앵커의 기본콘크리트 파괴강도 (kN)

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

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

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

h_a : 앵커가 정착되는 콘크리트 두께(mm)

① 교축방향

$$C_{a1} = 1,025 \quad mm$$

$$C_{a1}' = 1,025 \quad mm$$

$$C_{a2} = 675 \quad mm$$

$$C_{a2}' = 675 \quad mm$$

$$\sum S_i = 9050 \quad mm$$

$$S_L = 500 \quad mm$$

$$1.5C_{a1} = 1,538 \quad mm$$

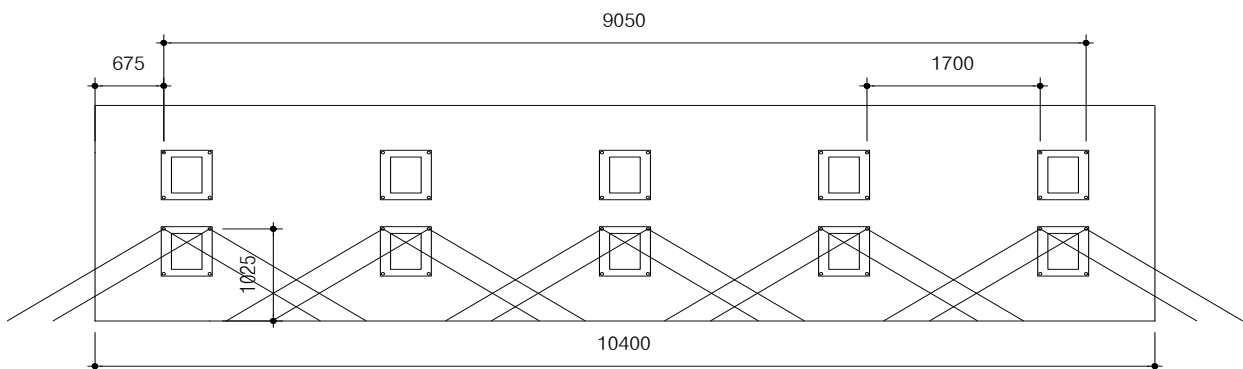
$$S_T = 450 \quad mm$$

$$S_{ax} = 1700 \quad mm$$

$$h_{cop} = 2,500 \quad mm$$

$$h_a = \min[h_{cop}, 1.5C_{a1}] = 1,538 \quad mm$$

$$\text{투영길이} = 10,400 \quad mm$$



'- 파괴선이 겹치므로 전체받침 앵커그룹으로 저항

$$\begin{aligned}
 A_{vc} &= 15,990,000 \text{ mm}^2 \\
 A_{vco} &= 4.5 C_{a1}^2 = 4.5 \times 1025^2 = 4,727,813 \text{ mm}^2 \\
 \text{check } A_{vc} &< n A_{vco} = 15,990,000 < 10 \times 4,727,813 = 47,278,125 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{b1} &= 0.6(l_e/d_a)^{0.2} \sqrt{d_a} \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5} \\
 &= 0.6 \frac{150^{0.2}}{40} \times \sqrt{40} \times \sqrt{24} \times 1025^{1.5} \\
 &= 794.66 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

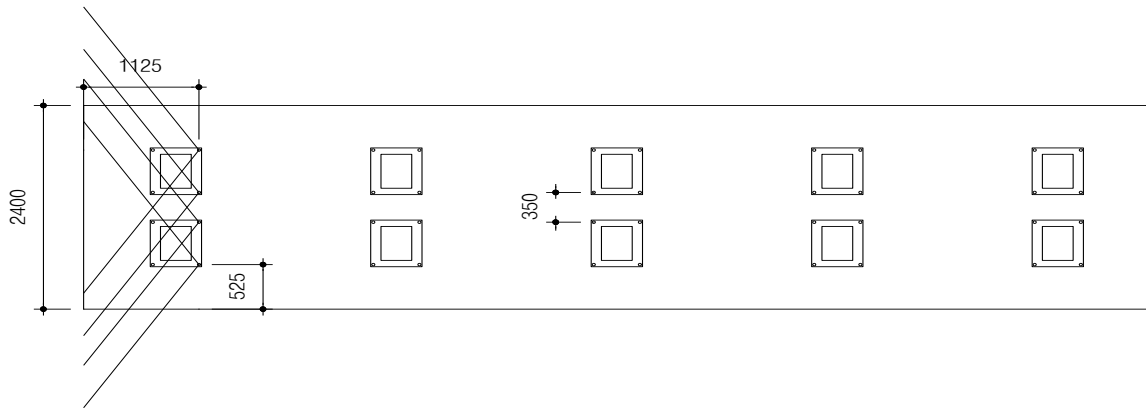
$$\begin{aligned}
 V_{b2} &= 3.7 \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5} \\
 &= 3.7 \times \sqrt{24} \times 1,025^{1.5} \\
 &= 594.83 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Phi_{ed,v} &= 0.832 & \Phi_{h,v} &= 1.000 \\
 l_e &= \text{MIN}[h_{efr}, 8d_a] = 150 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{cbg}^L &= A_{vc} / A_{vco} * \Phi_{ed,v} * \Phi_{c,v} * \Phi_{h,v} * \text{MIN}(V_{b1}, V_{b2}) \\
 &= \frac{15,990,000}{4,727,813} \times 0.832 \times 1.000 \times 1.000 \times 595 = 1,673 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

② 교직방향

$$\begin{aligned}
 C_{a1} &= 1,125 \text{ mm} \\
 C_{a1}' &= 1,125 \text{ mm} \\
 C_{a2} &= 525 \text{ mm} \\
 C_{a2}' &= 525 \text{ mm} & \sum S_i &= 350 \text{ mm} \\
 S_L &= 500 \text{ mm} & 1.5C_{a1} &= 1,688 \text{ mm} \\
 S_T &= 450 \text{ mm} & S_{ay} &= 350 \text{ mm} \\
 h_{cop} &= 2,500 \text{ mm} & h_a = \text{min}[h_{cop}, 1.5C_{a1}] &= 1,688 \text{ mm} \\
 \text{투영길이} &= 2,400 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



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

$$\begin{aligned}
 1\text{면} \quad C_{a1} &= 1,125 \text{ mm} < 1.5C_{a1} = 1,688 \text{ mm} \\
 2\text{면} \quad C_{a2}' &= 525 \text{ mm} < 1.5C_{a1} = 1,688 \text{ mm} \\
 3\text{면} \quad h_{cop} &= 2,500 \text{ mm} > 1.5C_{a1} = 1,688 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- 연단거리 재산정 불필요

$$\begin{aligned}
 A_{vc} &= 4,050,000 \text{ mm}^2 \\
 A_{vco} &= 4.5C_{a1}^2 = 4.5 \times 1,125^2 = 5,695,313 \text{ mm}^2 \\
 \text{check } A_{vc} &< n A_{vco} = 4,050,000 < 4 \times 5,695,313 = 22,781,250 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{b1} &= 0.6(l_e/d_a)^{0.2} \sqrt{d_a} \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5} \\
 &= 0.6 \frac{150^{0.2}}{40} \times \sqrt{40} \times \sqrt{24} \times 1,125^{1.5} \\
 &= 913.74 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{b2} &= 3.7 \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5} \\
 &= 3.7 \times \sqrt{24} \times 1,125^{1.5} \\
 &= 683.97 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\Phi_{ed,v} = 0.793 \quad \Phi_{h,v} = 1.000$$

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

$$\begin{aligned}
 V_{cbg}^T &= A_{vc} / A_{vco} * \Phi_{ed,v} * \Phi_{c,v} * \Phi_{h,v} * \text{MIN}(V_{b1}, V_{b2}) \\
 &= \frac{4,050,000}{5,695,313} \times 0.793 \times 1.000 \times 1.000 \times 684 = 386 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) 소요성능 : 앵커부 요구성능

$$\begin{aligned} \text{교축방향: } F_{AC,DL} &= 67 \times 5 = 334 \text{ kN} \\ \text{교직방향: } F_{AC,DT} &= 100 \times 2 = 200 \text{ kN} \end{aligned}$$

3) 평가

$$\begin{aligned} \text{교축방향 } \frac{V_{cbgL}}{F_{AC,DL}} &= \frac{1,673}{334} = 5.011 > 1.0 \quad \text{OK} \\ \text{교직방향 } \frac{V_{cbgT}}{F_{AC,DT}} &= \frac{386}{200} = 1.933 > 1.0 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

(4) 콘크리트 프라이 아웃 파괴

1) 보유성능 : 콘크리트 파괴강도 V_{cpG}

$$V_{cpG} = k_{cp} \cdot N_{cbg}$$

$$\begin{aligned} k_{cp} &: \text{콘크리트 프라이아웃 강도계수} \\ &\quad h_{ef} < 65\text{mm} \text{ 인 경우 } k_{cp} = 1 \\ &\quad h_{ef} \geq 65\text{mm} \text{ 인 경우 } k_{cp} = 2 \end{aligned}$$

$$N_{cbg} : \text{인장을 받는 앵커 그룹의 콘크리트 파괴강도} \quad N_{cbg} = A_{nc}/A_{nco} \cdot \phi_{ed,N} \cdot \phi_{c,N} \cdot N_b$$

$$A_{nc} : \text{인장강도 산정을 위한 단일 앵커 또는 앵커 그룹의 콘크리트 파괴면 투영면적(mm}^2\text{)}$$

$$A_{nco} : \text{연단거리 또는 간격에 제한을 받지 않는 경우에 인장강도산정을 위한}$$

$$\text{단일 앵커의 콘크리트 파괴면 투영면적(mm}^2\text{)} \quad A_{nco} = 9h_{ef}^2$$

$$\phi_{ed,N} : \text{연단거리 영향에 의한 인장강도 수정계수}$$

$$C_{a,min} \geq 1.5h_{ef} \quad \phi_{ed,N} = 1$$

$$C_{a,min} < 1.5h_{ef} \quad \phi_{ed,N} = 0.7 + 0.3(C_{a,min}/1.5h_{ef})$$

$$N_b : \text{인장력을 받는 단일 앵커의 기본 콘크리트 강도}$$

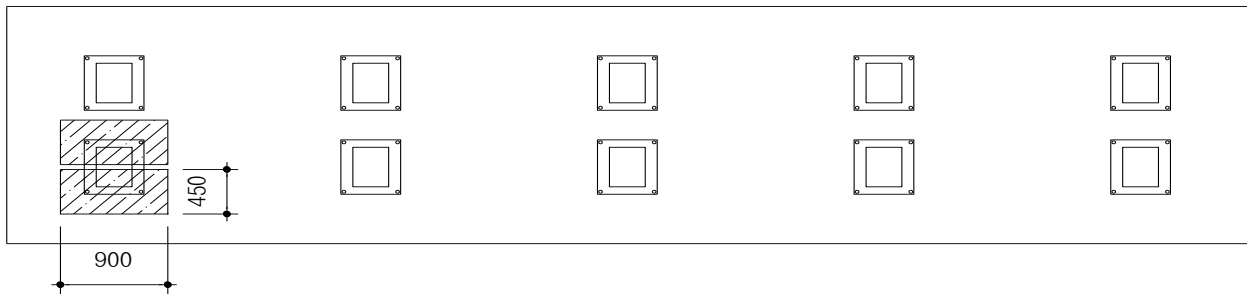
$$N_b = 3.9\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{5/3} \quad (280 < h_{ef} < 635) \quad N_b = 10\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5}$$

$$\phi_{c,N} : \text{사용하중을 받을 때 콘크리트에 균열이 발생하지 않는 위치의 강도 수정계수}$$

$$\text{선설치앵커 : } \phi_{c,N} = 1.25 \quad \text{후설치앵커 : } \phi_{c,N} = 1.40$$

① 교축방향

C_{a1}	=	1,025	mm	S_L	=	500	mm
C_{a1}'	=	1,025	mm	S_T	=	450	mm
C_{a2}	=	675	mm	S_{ax}	=	1,700	mm
C_{a2}'	=	675	mm	S_{ay}	=	350	mm
h_{ef}	=	150	mm	h_{ef}'	=	150	mm (유효문힘깊이)
$1.5h_{ef}$	=	225.0	mm	$1.5h_{ef}'$	=	225.0	mm
$2 \times 1.5h_{ef}$	=	450.0	mm	$2 \times 1.5h_{ef}'$	=	450.0	mm



$$h_{ef} = 150 \text{ mm}$$

$$A_{nc} = 810,000 \text{ mm}^2 \quad (\text{투영면적 산정; 삽도참조})$$

$$A_{nco} = 9h_{ef}^2 = 202500 \text{ mm}^2$$

$$\text{check } A_{nc} < n A_{nco} = 810,000 > 4 \times 202,500 = 810,000 \text{ mm}^2$$

$$\phi_{ed,N} = 1.000$$

$$\phi_{c,N} = 1.250$$

$$N_b = 10\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5} = 90.00 \text{ kN}$$

$$N_{cbg} = A_{nc}/A_{nco} \cdot \phi_{ed,N} \cdot \phi_{c,N} \cdot N_b$$

$$= \frac{810,000}{202,500} \times 1.000 \times 1.250 \times 90.0 = 450 \text{ kN}$$

$$k_{cp} = 2$$

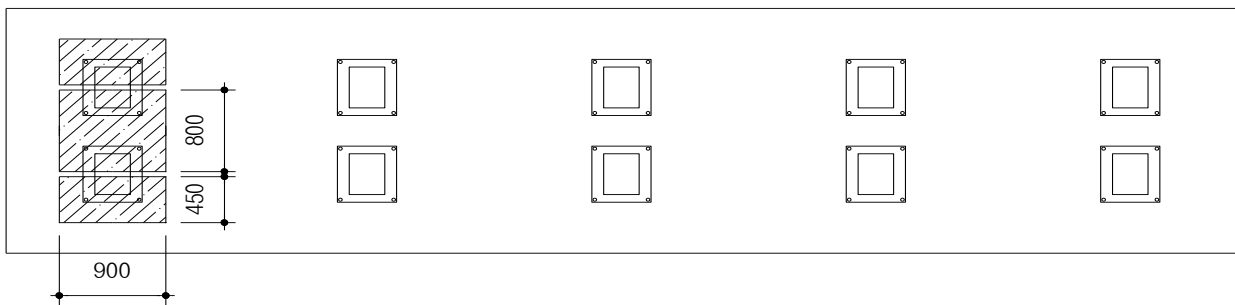
$$V_{cp} = k_{cp} \cdot N_{cbg} = 2 \times 450 = 900 \text{ kN}$$

- 받침 1기당 보유성능

$$V_{cp} / N (\text{받침개수}) = 900 / 1 = 900 \text{ kN}$$

② 교직방향

C_{a1}	=	1,125	mm	S_L	=	500	mm
C_{a1}'	=	1,125	mm	S_T	=	450	mm
C_{a2}	=	525	mm	S_{ax}	=	1,700	mm
C_{a2}'	=	525	mm	S_{ay}	=	350	mm
h_{ef}	=	150	mm	h_{ef}'	=	150	mm (유효물림깊이)
$1.5h_{ef}$	=	225.0	mm	$1.5h_{ef}'$	=	225.0	mm
$2 \times 1.5h_{ef}$	=	450.0	mm	$2 \times 1.5h_{ef}'$	=	450.0	mm



- 프라이아웃 저항면적 산정시 4면 이상이 가장자리의 영향을 받는지 여부 검토

1면	C_{a1}	=	1,125	mm	>	$1.5h_{ef}$	=	225.0	mm
2면	C_{a2}	=	525	mm	>	$1.5h_{ef}$	=	225.0	mm
3면	C_{a2}'	=	525	mm	>	$1.5h_{ef}$	=	225.0	mm
4면	$S_T + S_{ax}$	=	2,150	mm	>	$2 \times 1.5h_{ef}$	=	450.0	mm
	S_{ay}	=	350	mm	<	$2 \times 1.5h_{ef}$	=	450.0	mm

- 앵커의 유효물림깊이 h_{ef} 재산정 불필요

$$\therefore h_{ef} = 150 \text{ mm}$$

$$A_{nc} = 1,530,000 \text{ mm}^2 \quad (\text{투영면적 산정; 삽도참조})$$

$$A_{nco} = 9h_{ef}^2 = 202,500 \text{ mm}^2$$

$$\text{check } A_{nc} < n A_{nco} = 1,530,000 < 8 \times 202,500 = 1,620,000 \text{ mm}^2$$

$$\varphi_{ed,N} = 1.000 \quad \phi_{c,N} = 1.250$$

$$N_b = 10\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5} = 90.00 \text{ kN}$$

$$N_{cbg} = A_{nc} / A_{nco} * \phi_{ed,N} * \phi_{c,N} * N_b$$

$$= \frac{1,530,000}{202,500} \times 1.000 \times 1.250 \times 90.0 = 850 \text{ kN}$$

$$k_{cp} = 2$$

$$V_{cp} = k_{cp} * N_{cbg} = 2 \times 850 = 1,700 \text{ kN}$$

- 받침 1기당 보유성능

$$V_{cp} / N \text{ (받침개수)} = 1,700 / 2 = 850 \text{ kN}$$

2) 소요성능 : 받침 1기당 평가지진력

F_{ASD}

$$\text{교축방향: } F_{ASDL} = 67 \text{ kN}$$

$$\text{교직방향: } F_{ASDT} = 100 \text{ kN}$$

3) 평가

$$\text{교축방향 } \frac{V_{cpGL}}{F_{ASDL}} = \frac{900}{67} = 13.476 > 1.0 \text{ OK}$$

$$\text{교직방향 } \frac{V_{cpGT}}{F_{ASDT}} = \frac{850}{100} = 8.517 > 1.0 \text{ OK}$$

(5) 받침부 평가 요약

구분		방향	보유성능	소요성능	평가	
받침부	본체	교축	2,110	668	3.159	OK
		교직	2,110	998	2.114	OK
	앵커볼트	교축	692	67	10.357	OK
		교직	692	100	6.930	OK
	콘크리트	교축	1,673	334	5.011	OK
		교직	386	200	1.933	OK
	프라이아웃	교축	900	67	13.476	OK
		교직	850	100	8.517	OK

10. 받침부 평가 (교각, 교대)

10.3 교각 P3

10.3.1 받침본체 검토

교각 받침부 평가시 지진하중은 교각의 단면강도와
받침부 발생지진력 중 작은 값으로 한다

(1) 받침 1기당 횡방향 저항용량(f_B)

- 교축방향

$$f_B = 211.00 \text{ kN}$$

- 교직방향

$$f_B = 211.00 \text{ kN}$$

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

- 교축방향

$$F_{BC} = 211.00 \times 10 = 2,110.00 \text{ kN}$$

- 교직방향

$$F_{BC} = 211.00 \times 10 = 2,110.00 \text{ kN}$$

(3) 소요성능 : 받침부 평가지진력 F_{BD}

- 교축방향

$$\begin{aligned} F_{BD} &= \text{MIN}[F_n, [V]_{\text{comb,Top}}] \\ &= \text{MIN}[1,689, 1,138] = 1,137.94 \text{ kN} \end{aligned}$$

- 교직방향

$$\begin{aligned} F_{BD} &= \text{MIN}[F_n, [V]_{\text{comb,Top}}] \\ &= \text{MIN}[1,530, 688] = 688.27 \text{ kN} \end{aligned}$$

(4) 받침본체 내진성능평가

- 교축방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{2,110.00}{1,137.94} = 1.854 > 1.0 \quad \text{OK}$$

- 교축직각방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{2,110.00}{688.27} = 3.066 > 1.0 \quad \text{OK}$$

10.3.2 받침본체 앵커

(1) 받침제원

본체규격

C	$=$	550	mm	받침 교축방향 길이 (하판)
B	$=$	500	mm	받침 교축직각방향 길이 (하판)
d_a	$=$	40	mm	받침부 앵커소켓 직경
d_b	$=$	16	mm	받침부 앵커볼트 직경
h_{ef}	$=$	150	mm	받침부 앵커 근입 깊이
S_L	$=$	500	mm	받침 교축방향 앵커 간격
S_T	$=$	450	mm	받침 교축직각방향 앵커 간격
n	$=$	4	ea	앵커 개수
받침부 콘크리트 강도	f_{ck}	$=$	24	MPa
앵커의 유효단면적	A_{se}	$=$	201	mm ²
앵커의 인장강도	f_{uta}	$=$	860	MPa
앵커의 유효 묻힘길이	h_{ef}	$=$	150	mm
코핑부 깊이	h_{cop}	$=$	2500	mm

(2) 강재파괴

1) 보유성능 : 강재강도

$$V_{sa} = n \cdot 1.0 \cdot A_{se} \cdot f_{uta} \quad V_{sa} \quad n : \text{앵커 개수}$$

$$\begin{aligned} \text{교축방향:} \quad V_{saL} &= 4 \times 1.0 \times 201 \times 860 = 692 \text{ kN} \\ \text{교직방향:} \quad V_{saT} &= 4 \times 1.0 \times 201 \times 860 = 692 \text{ kN} \end{aligned}$$

2) 소요성능 : 받침 1기당 평가지진력

$$\begin{aligned} \text{교축방향:} \quad F_{ASDL} &= F_{BDL} / n^L = 1137.94 / 10 = 114 \text{ kN} \\ \text{교직방향:} \quad F_{ASDT} &= F_{BDT} / n^T = 688.27 / 10 = 69 \text{ kN} \end{aligned} \quad F_{ASD}$$

3) 평가

$$\begin{aligned} \text{교축방향} \quad \frac{V_{saL}}{F_{ASDL}} &= \frac{692}{114} = 6.078 > 1.0 \quad \text{OK} \\ \text{교직방향} \quad \frac{V_{saT}}{F_{ASDT}} &= \frac{692}{69} = 10.049 > 1.0 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

(3) 콘크리트 파괴

1) 보유성능 : 콘크리트 파괴강도 V_{cbg}

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

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

A_{vco} : 연단거리, 간격 또는 부재두께에 제한을 받지 않는 단일앵커의 전단력방향 자유단면에 형성되는 전단파괴면 투영면적 (mm^2)

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

$\Phi_{ed,v}$: 연단거리 영향에 대한 전단강도 수정계수

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

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

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

V_b : 전단력을 받는 단일 앵커의 기본콘크리트 파괴강도 (kN)

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

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

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

h_a : 앵커가 정착되는 콘크리트 두께(mm)

① 교축방향

$$C_{a1} = 1,025 \quad mm$$

$$C_{a1}' = 1,025 \quad mm$$

$$C_{a2} = 675 \quad mm$$

$$C_{a2}' = 675 \quad mm$$

$$\sum S_i = 9050 \quad mm$$

$$S_L = 500 \quad mm$$

$$1.5C_{a1} = 1,538 \quad mm$$

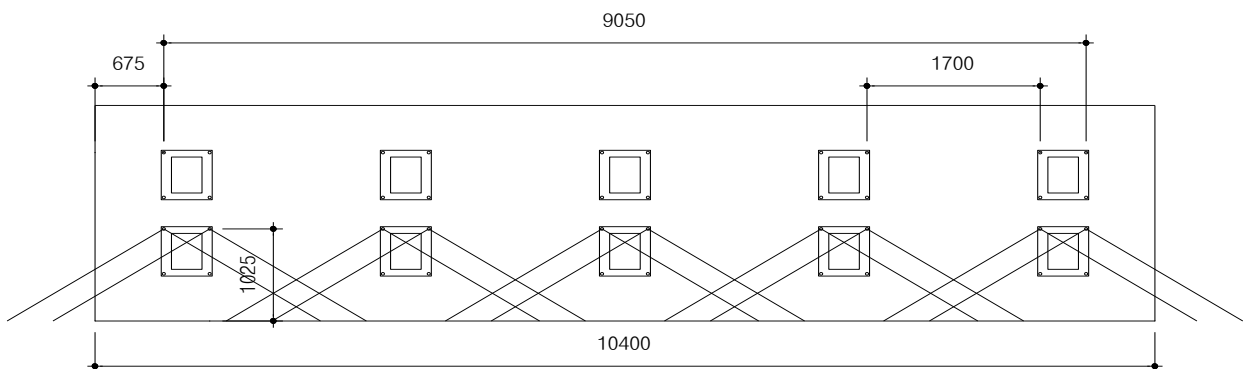
$$S_T = 450 \quad mm$$

$$S_{ax} = 1700 \quad mm$$

$$h_{cop} = 2,500 \quad mm$$

$$h_a = \min[h_{cop}, 1.5C_{a1}] = 1,538 \quad mm$$

$$\text{투영길이} = 10,400 \quad mm$$



'- 파괴선이 겹치므로 전체받침 앵커그룹으로 저항

$$A_{vc} = 15,990,000 \text{ mm}^2$$

$$A_{vco} = 4.5 C_{a1}^2 = 4.5 \times 1025^2 = 4,727,813 \text{ mm}^2$$

$$\text{check } A_{vc} < n A_{vco} = 15,990,000 < 10 \times 4,727,813 = 47,278,125 \text{ mm}^2$$

$$V_{b1} = 0.6(l_e/d_a)^{0.2} \sqrt{d_a} \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5}$$

$$= 0.6 \times \frac{150^{0.2}}{40} \times \sqrt{40} \times \sqrt{24} \times 1025^{1.5}$$

$$= 794.66 \text{ kN}$$

$$V_{b2} = 3.7 \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5}$$

$$= 3.7 \times \sqrt{24} \times 1,025^{1.5}$$

$$= 594.83 \text{ kN}$$

$$\Phi_{ed,v} = 0.832 \quad \Phi_{h,v} = 1.000$$

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

$$V_{cbg}^L = A_{vc} / A_{vco} \times \Phi_{ed,v} \times \Phi_{c,v} \times \Phi_{h,v} \times \text{MIN}(V_{b1}, V_{b2})$$

$$= \frac{15,990,000}{4,727,813} \times 0.832 \times 1.000 \times 1.000 \times 595 = 1,673 \text{ kN}$$

② 교직방향

$$C_{a1} = 1,125 \text{ mm}$$

$$C_{a1}' = 1,125 \text{ mm}$$

$$C_{a2} = 525 \text{ mm}$$

$$C_{a2}' = 525 \text{ mm}$$

$$\sum S_i = 350 \text{ mm}$$

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

$$1.5C_{a1} = 1,688 \text{ mm}$$

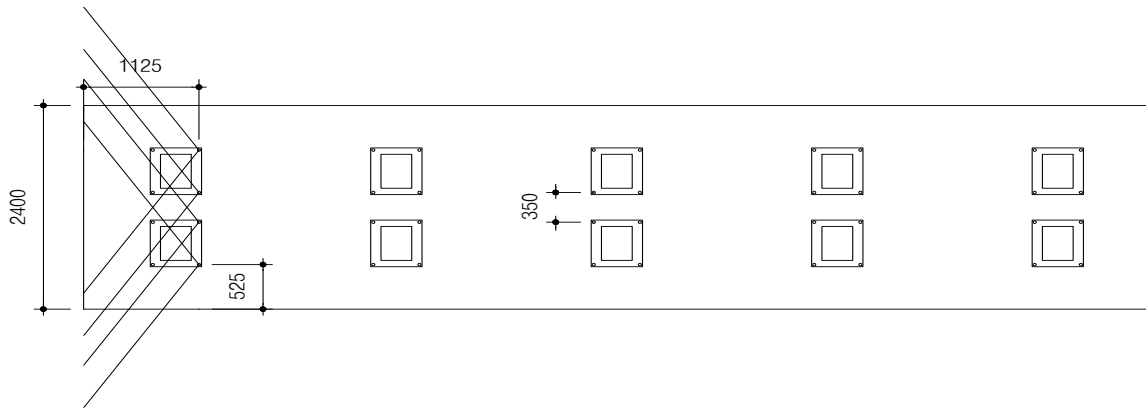
$$S_T = 450 \text{ mm}$$

$$S_{ay} = 350 \text{ mm}$$

$$h_{cop} = 2,500 \text{ mm}$$

$$h_a = \text{min}[h_{cop}, 1.5C_{a1}] = 1,688 \text{ mm}$$

$$\text{투영길이} = 2,400 \text{ mm}$$



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

$$\begin{aligned}
 1\text{면} \quad C_{a1} &= 1,125 \text{ mm} < 1.5C_{a1} = 1,688 \text{ mm} \\
 2\text{면} \quad C_{a2}' &= 525 \text{ mm} < 1.5C_{a1} = 1,688 \text{ mm} \\
 3\text{면} \quad h_{\text{cop}} &= 2,500 \text{ mm} > 1.5C_{a1} = 1,688 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- 연단거리 재산정 불필요

$$\begin{aligned}
 A_{vc} &= 4,050,000 \text{ mm}^2 \\
 A_{vco} &= 4.5C_{a1}^2 = 4.5 \times 1,125^2 = 5,695,313 \text{ mm}^2 \\
 \text{check } A_{vc} &< n A_{vco} = 4,050,000 < 4 \times 5,695,313 = 22,781,250 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{b1} &= 0.6(l_e/d_a)^{0.2} \sqrt{d_a} \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5} \\
 &= 0.6 \frac{150^{0.2}}{40} \times \sqrt{40} \times \sqrt{24} \times 1,125^{1.5} \\
 &= 913.74 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{b2} &= 3.7 \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5} \\
 &= 3.7 \times \sqrt{24} \times 1,125^{1.5} \\
 &= 683.97 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\Phi_{ed,v} = 0.793 \quad \Phi_{h,v} = 1.000$$

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

$$\begin{aligned}
 V_{\text{cbg}}^T &= A_{vc} / A_{vco} * \Phi_{ed,v} * \Phi_{c,v} * \Phi_{h,v} * \text{MIN}(V_{b1}, V_{b2}) \\
 &= \frac{4,050,000}{5,695,313} \times 0.793 \times 1.000 \times 1.000 \times 684 = 386 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) 소요성능 : 앵커부 요구성능

$$\begin{aligned} \text{교축방향: } F_{AC,DL} &= 114 \times 5 = 569 \text{ kN} \\ \text{교직방향: } F_{AC,DT} &= 69 \times 2 = 138 \text{ kN} \end{aligned}$$

3) 평가

$$\begin{aligned} \text{교축방향 } \frac{V_{cbgL}}{F_{AC,DL}} &= \frac{1,673}{569} = 2.941 > 1.0 \quad \text{OK} \\ \text{교직방향 } \frac{V_{cbgT}}{F_{AC,DT}} &= \frac{386}{138} = 2.803 > 1.0 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

(4) 콘크리트 프라이 아웃 파괴

1) 보유성능 : 콘크리트 파괴강도 V_{cpG}

$$V_{cpG} = k_{cp} \cdot N_{cbG}$$

$$\begin{aligned} k_{cp} &: \text{콘크리트 프라이아웃 강도계수} \\ &\quad h_{ef} < 65\text{mm} \text{ 인 경우 } k_{cp} = 1 \\ &\quad h_{ef} \geq 65\text{mm} \text{ 인 경우 } k_{cp} = 2 \end{aligned}$$

$$N_{cbG} : \text{인장을 받는 앵커 그룹의 콘크리트 파괴강도} \quad N_{cbG} = A_{nc}/A_{nco} \cdot \phi_{ed,N} \cdot \phi_{c,N} \cdot N_b$$

$$A_{nc} : \text{인장강도 산정을 위한 단일 앵커 또는 앵커 그룹의 콘크리트 파괴면 투영면적(mm}^2\text{)}$$

$$A_{nco} : \text{연단거리 또는 간격에 제한을 받지 않는 경우에 인장강도산정을 위한}$$

$$\text{단일 앵커의 콘크리트 파괴면 투영면적(mm}^2\text{)} \quad A_{nco} = 9h_{ef}^2$$

$$\phi_{ed,N} : \text{연단거리 영향에 의한 인장강도 수정계수}$$

$$C_{a,min} \geq 1.5h_{ef} \quad \phi_{ed,N} = 1$$

$$C_{a,min} < 1.5h_{ef} \quad \phi_{ed,N} = 0.7 + 0.3(C_{a,min}/1.5h_{ef})$$

$$N_b : \text{인장력을 받는 단일 앵커의 기본 콘크리트 강도}$$

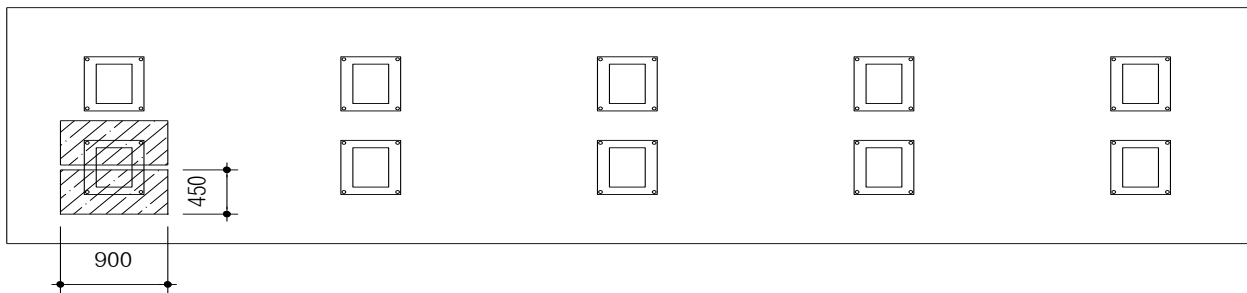
$$N_b = 3.9\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{5/3} \quad (280 < h_{ef} < 635) \quad N_b = 10\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5}$$

$$\phi_{c,N} : \text{사용하중을 받을 때 콘크리트에 균열이 발생하지 않는 위치의 강도 수정계수}$$

$$\text{선설치앵커 : } \phi_{c,N} = 1.25 \quad \text{후설치앵커 : } \phi_{c,N} = 1.40$$

① 교축방향

C_{a1}	=	1,025	mm	S_L	=	500	mm
C_{a1}'	=	1,025	mm	S_T	=	450	mm
C_{a2}	=	675	mm	S_{ax}	=	1,700	mm
C_{a2}'	=	675	mm	S_{ay}	=	350	mm
h_{ef}	=	150	mm	h_{ef}'	=	150	mm (유효문힘깊이)
$1.5h_{ef}$	=	225.0	mm	$1.5h_{ef}'$	=	225.0	mm
$2 \times 1.5h_{ef}$	=	450.0	mm	$2 \times 1.5h_{ef}'$	=	450.0	mm



$$h_{ef} = 150 \text{ mm}$$

$$A_{nc} = 810,000 \text{ mm}^2 \quad (\text{투영면적 산정; 삽도참조})$$

$$A_{nco} = 9h_{ef}^2 = 202500 \text{ mm}^2$$

$$\text{check } A_{nc} < n A_{nco} = 810,000 > 4 \times 202,500 = 810,000 \text{ mm}^2$$

$$\phi_{ed,N} = 1.000$$

$$\phi_{c,N} = 1.250$$

$$N_b = 10\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5} = 90.00 \text{ kN}$$

$$N_{cbg} = A_{nc}/A_{nco} \cdot \phi_{ed,N} \cdot \phi_{c,N} \cdot N_b$$

$$= \frac{810,000}{202,500} \times 1.000 \times 1.250 \times 90.0 = 450 \text{ kN}$$

$$k_{cp} = 2$$

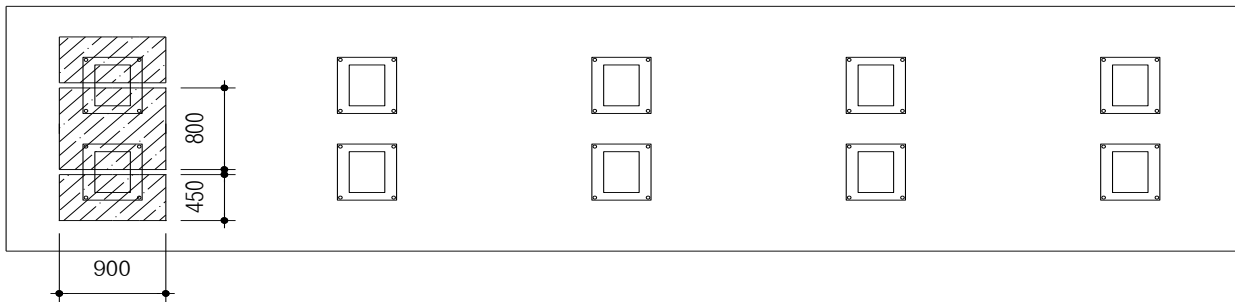
$$V_{cp} = k_{cp} \cdot N_{cbg} = 2 \times 450 = 900 \text{ kN}$$

- 받침 1기당 보유성능

$$V_{cp} / N \text{ (받침개수)} = 900 / 1 = 900 \text{ kN}$$

② 교직방향

C_{a1}	=	1,125	mm	S_L	=	500	mm
C_{a1}'	=	1,125	mm	S_T	=	450	mm
C_{a2}	=	525	mm	S_{ax}	=	1,700	mm
C_{a2}'	=	525	mm	S_{ay}	=	350	mm
h_{ef}	=	150	mm	h_{ef}'	=	150	mm (유효문힘깊이)
$1.5h_{ef}$	=	225.0	mm	$1.5h_{ef}'$	=	225.0	mm
$2 \times 1.5h_{ef}$	=	450.0	mm	$2 \times 1.5h_{ef}'$	=	450.0	mm



- 프라이아웃 저항면적 산정시 4면 이상이 가장자리의 영향을 받는지 여부 검토

1면	C_{a1}	=	1,125	mm	>	$1.5h_{ef}$	=	225.0	mm
2면	C_{a2}	=	525	mm	>	$1.5h_{ef}$	=	225.0	mm
3면	C_{a2}'	=	525	mm	>	$1.5h_{ef}$	=	225.0	mm
4면	$S_T + S_{ax}$	=	2,150	mm	>	$2 \times 1.5h_{ef}$	=	450.0	mm
	S_{ay}	=	350	mm	<	$2 \times 1.5h_{ef}$	=	450.0	mm

- 앵커의 유효문힘깊이 h_{ef} 재산정 불필요

$$\therefore h_{ef} = 150 \text{ mm}$$

$$A_{nc} = 1,530,000 \text{ mm}^2 \quad (\text{투영면적 산정; 삽도참조})$$

$$A_{nco} = 9h_{ef}^2 = 202,500 \text{ mm}^2$$

$$\text{check } A_{nc} < n A_{nco} = 1,530,000 < 8 \times 202,500 = 1,620,000 \text{ mm}^2$$

$$\varphi_{ed,N} = 1.000 \quad \phi_{c,N} = 1.250$$

$$N_b = 10\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5} = 90.00 \text{ kN}$$

$$N_{cbg} = A_{nc} / A_{nco} * \phi_{ed,N} * \phi_{c,N} * N_b$$

$$= \frac{1,530,000}{202,500} \times 1.000 \times 1.250 \times 90.0 = 850 \text{ kN}$$

$$k_{cp} = 2$$

$$V_{cp} = k_{cp} * N_{cbg} = 2 \times 850 = 1,700 \text{ kN}$$

- 받침 1기당 보유성능

$$V_{cp} / N (\text{받침개수}) = 1,700 / 2 = 850 \text{ kN}$$

2) 소요성능 : 받침 1기당 평가지진력

F_{ASD}

$$\text{교축방향: } F_{ASDL} = 114 \text{ kN}$$

$$\text{교직방향: } F_{ASDT} = 69 \text{ kN}$$

3) 평가

$$\text{교축방향} \quad \frac{V_{cpGL}}{F_{ASDL}} = \frac{900}{114} = 7.909 > 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\text{교직방향} \quad \frac{V_{cpGT}}{F_{ASDT}} = \frac{850}{69} = 12.350 > 1.0 \quad \text{OK}$$

(5) 받침부 평가 요약

구분		방향	보유성능	소요성능	평가	
받침부	본체	교축	2,110	1,138	1.854	OK
		교직	2,110	688	3.066	OK
	앵커볼트	교축	692	114	6.078	OK
		교직	692	69	10.049	OK
	콘크리트	교축	1,673	569	2.941	OK
		교직	386	138	2.803	OK
	프라이아웃	교축	900	114	7.909	OK
		교직	850	69	12.350	OK

10. 받침부 평가 (교각, 교대)

10.4 교대 A1

10.4.1 받침본체 검토

(1) 받침 1기당 횡방향 저항용량(f_B)

- 교축방향

$$f_B = 211.00 \text{ kN}$$

- 교직방향

$$f_B = 211.00 \text{ kN}$$

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

- 교축방향

$$F_{BC} = 211.00 \times 5 = 1,055.00 \text{ kN}$$

- 교직방향

$$F_{BC} = 211.00 \times 5 = 1,055.00 \text{ kN}$$

(3) 소요성능 : 받침부 평가지진력 F_{BD}

- 교축방향

$$F_{BD} = [V]_{\text{comb,Top}} = 888.42 \text{ kN}$$

- 교직방향

$$F_{BD} = [V]_{\text{comb,Top}} = 605.95 \text{ kN}$$

(4) 받침본체 내진성능평가

- 교축방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{1,055.00}{888.42} = 1.187 > 1.0 \quad \text{OK}$$

- 교축직각방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{1,055.00}{605.95} = 1.741 > 1.0 \quad \text{OK}$$

10.4.2 받침본체 앵커

(1) 받침제원

본체규격

C	$=$	550	mm	받침 교축방향 길이 (하판)
B	$=$	500	mm	받침 교축직각방향 길이 (하판)
d_a	$=$	40	mm	받침부 앵커소켓 직경
d_b	$=$	16	mm	받침부 앵커볼트 직경
h_{ef}	$=$	150	mm	받침부 앵커 근입 깊이
S_L	$=$	500	mm	받침 교축방향 앵커 간격
S_T	$=$	450	mm	받침 교축직각방향 앵커 간격
n	$=$	4	ea	앵커 개수
받침부 콘크리트 강도	f_{ck}	$=$	24	MPa
앵커의 유효단면적	A_{se}	$=$	201	mm ²
앵커의 인장강도	f_{uta}	$=$	860	MPa
앵커의 유효 묻힘길이	h_{ef}	$=$	150	mm
교대부 깊이	h_{cop}	$=$	5528	mm

(2) 강재파괴

1) 보유성능 : 강재강도

$$V_{sa} = n \cdot 1.0 \cdot A_{se} \cdot f_{uta}$$

V_{sa} : 앵커갯수

교축방향:	V_{saL}	$=$	4	$\times$	1.0	$\times$	201	$\times$	860	$=$	692	kN
교직방향:	V_{saT}	$=$	4	$\times$	1.0	$\times$	201	$\times$	860	$=$	692	kN

2) 소요성능 : 받침 1기당 평가지진력

$$F_{ASD}$$

교축방향:	F_{ASDL}	$=$	F_{BDL} / n^L	$=$	888.42	$/$	5	$=$	178	kN
교직방향:	F_{ASDT}	$=$	F_{BDT} / n^T	$=$	605.95	$/$	5	$=$	121	kN

3) 평가

교축방향	$\frac{V_{saL}}{F_{ASDL}}$	$=$	$\frac{692}{178}$	$=$	3.893	$>$	1.0	OK
교직방향	$\frac{V_{saT}}{F_{ASDT}}$	$=$	$\frac{692}{121}$	$=$	5.707	$>$	1.0	OK

(3) 콘크리트 파괴

1) 보유성능 : 콘크리트 파괴강도 V_{cbg}

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

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

$$C_{a1} = 900 \quad mm$$

$$C_{a1}' = 900 \quad mm$$

$$C_{a2} = 700 \quad mm$$

$$C_{a2}' = 700 \quad mm$$

$$\sum S_i = 9050 \quad mm$$

$$S_L = 500 \quad mm$$

$$1.5C_{a1} = 1,350 \quad mm$$

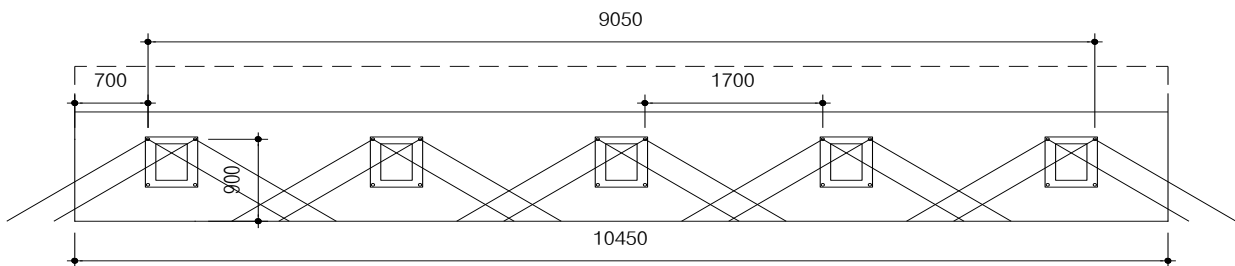
$$S_T = 450 \quad mm$$

$$S_{ax} = 1700 \quad mm$$

$$h_{cop} = 5,528 \quad mm$$

$$h_a = \min[h_{cop}, 1.5C_{a1}] = 1,350 \quad mm$$

$$\text{투영길이} = 10,450 \quad mm$$



'- 파괴선이 겹치므로 전체받침 앵커그룹으로 저항

$$A_{vc} = 14,107,500 \text{ mm}^2$$

$$A_{vco} = 4.5 C_{a1}^2 = 4.5 \times 900^2 = 3,645,000 \text{ mm}^2$$

$$\text{check } A_{vc} < n A_{vco} = 14,107,500 < 10 \times 3,645,000 = 36,450,000 \text{ mm}^2$$

$$V_{b1} = 0.6(l_e/d_a)^{0.2} \sqrt{d_a} \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5}$$

$$= 0.6 \frac{150^{0.2}}{40} \times \sqrt{40} \times \sqrt{24} \times 900^{1.5}$$

$$= 653.82 \text{ kN}$$

$$V_{b2} = 3.7 \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5}$$

$$= 3.7 \times \sqrt{24} \times 900^{1.5}$$

$$= 489.41 \text{ kN}$$

$$\Phi_{ed,v} = 0.856 \quad \Phi_{h,v} = 1.000$$

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

$$V_{cbg}^L = A_{vc} / A_{vco} \times \Phi_{ed,v} \times \Phi_{c,v} \times \Phi_{h,v} \times \text{MIN}(V_{b1}, V_{b2})$$

$$= \frac{14,107,500}{3,645,000} \times 0.856 \times 1.000 \times 1.000 \times 489 = 1,621 \text{ kN}$$

② 교직방향

$$C_{a1} = 1,150 \text{ mm}$$

$$C_{a1}' = 1,150 \text{ mm}$$

$$C_{a2} = 400 \text{ mm}$$

$$C_{a2}' = 400 \text{ mm}$$

$$\sum S_i = 0 \text{ mm}$$

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

$$1.5C_{a1} = 1,725 \text{ mm}$$

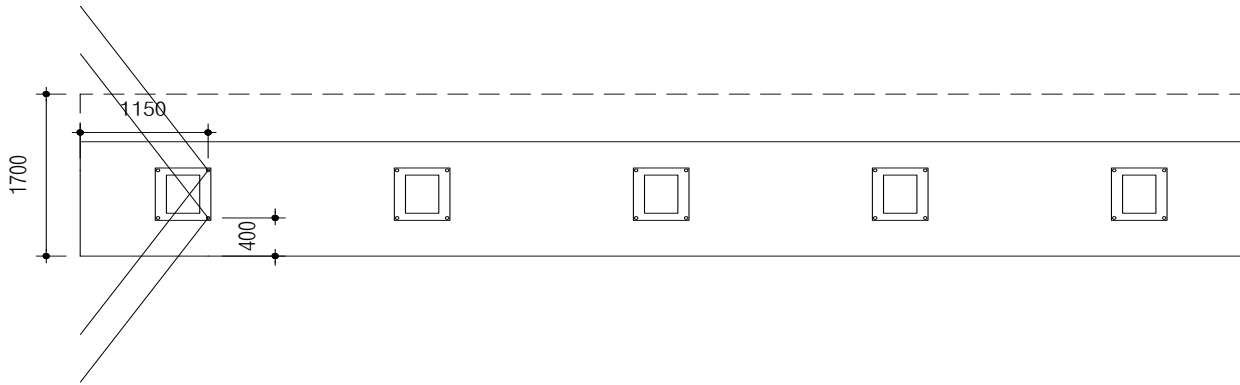
$$S_T = 450 \text{ mm}$$

$$S_{ay} = 0 \text{ mm}$$

$$h_{cop} = 5,528 \text{ mm}$$

$$h_a = \text{min}[h_{cop}, 1.5C_{a1}] = 1,725 \text{ mm}$$

$$\text{투영길이} = 1,700 \text{ mm}$$



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

$$1\text{면} \quad C_{a1} = 1,150 \text{ mm} < 1.5C_{a1} = 1,725 \text{ mm}$$

$$2\text{면} \quad C_{a2}' = 400 \text{ mm} < 1.5C_{a1} = 1,725 \text{ mm}$$

$$3\text{면} \quad h_{\text{cop}} = 5,528 \text{ mm} > 1.5C_{a1} = 1,725 \text{ mm}$$

- 연단거리 재산정 불필요

$$A_{vc} = 2,932,500 \text{ mm}^2$$

$$A_{vco} = 4.5C_{a1}^2 = 4.5 \times 1,150^2 = 5,951,250 \text{ mm}^2$$

$$\text{check } A_{vc} < n A_{vco} = 2,932,500 < 2 \times 5,951,250 = 11,902,500 \text{ mm}^2$$

$$V_{b1} = 0.6(l_e/d_a)^{0.2} \sqrt{d_a} \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5}$$

$$= 0.6 \frac{150^{0.2}}{40} \times \sqrt{40} \times \sqrt{24} \times 1,150^{1.5}$$

$$= 944.36 \text{ kN}$$

$$V_{b2} = 3.7 \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5}$$

$$= 3.7 \times \sqrt{24} \times 1,150^{1.5}$$

$$= 706.89 \text{ kN}$$

$$\Phi_{ed,v} = 0.770 \quad \Phi_{h,v} = 1.000$$

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

$$V_{cbg}^T = A_{vc} / A_{vco} * \Phi_{ed,v} * \Phi_{c,v} * \Phi_{h,v} * \text{MIN}(V_{b1}, V_{b2})$$

$$= \frac{2,932,500}{5,951,250} \times 0.770 \times 1.000 \times 1.000 \times 707 = 268 \text{ kN}$$

2) 소요성능 : 앵커부 요구성능

$$\text{교축방향: } F_{AC,DL} = 178 \times 5 = 888 \text{ kN}$$

$$\text{교직방향: } F_{AC,DT} = 121 \times 1 = 121 \text{ kN}$$

3) 평가

$$\text{교축방향 } \frac{V_{cbgL}}{F_{AC,DL}} = \frac{1,621}{888} = 1.824 > 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\text{교직방향 } \frac{V_{cbgT}}{F_{AC,DT}} = \frac{268}{121} = 2.212 > 1.0 \quad \text{OK}$$

(4) 콘크리트 프라이 아웃 파괴

1) 보유성능 : 콘크리트 파괴강도 V_{cpg}

$$V_{cpg} = k_{cp} \cdot N_{cbg}$$

$$k_{cp} : \text{콘크리트 프라이아웃 강도계수} \quad \begin{array}{ll} h_{ef} < 65\text{mm} \text{ 인 경우} & k_{cp} = 1 \\ h_{ef} \geq 65\text{mm} \text{ 인 경우} & k_{cp} = 2 \end{array}$$

$$N_{cbg} : \text{인장을 받는 앵커 그룹의 콘크리트 파괴강도} \quad N_{cbg} = A_{nc}/A_{nco} \cdot \phi_{ed,N} \cdot \phi_{c,N} \cdot N_b$$

$$A_{nc} : \text{인장강도 산정을 위한 단일 앵커 또는 앵커 그룹의 콘크리트 파괴면 투영면적(mm}^2\text{)}$$

$$A_{nco} : \text{연단거리 또는 간격에 제한을 받지 않는 경우에 인장강도산정을 위한}$$

$$\text{단일 앵커의 콘크리트 파괴면 투영면적(mm}^2\text{)} \quad A_{nco} = 9h_{ef}^2$$

$$\phi_{ed,N} : \text{연단거리 영향에 의한 인장강도 수정계수}$$

$$C_{a,min} \geq 1.5h_{ef} \quad \phi_{ed,N} = 1$$

$$C_{a,min} < 1.5h_{ef} \quad \phi_{ed,N} = 0.7 + 0.3(C_{a,min}/1.5h_{ef})$$

$$N_b : \text{인장력을 받는 단일 앵커의 기본 콘크리트 강도}$$

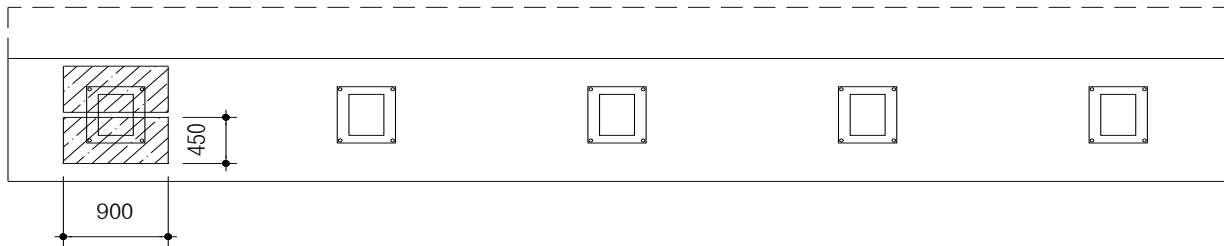
$$N_b = 3.9\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{5/3} \quad (280 < h_{ef} < 635) \quad N_b = 10\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5}$$

$$\phi_{c,N} : \text{사용하중을 받을 때 콘크리트에 균열이 발생하지 않는 위치의 강도 수정계수}$$

$$\text{선설치앵커 : } \phi_{c,N} = 1.25 \quad \text{후설치앵커 : } \phi_{c,N} = 1.40$$

① 교축방향

C_{a1}	=	900	mm	S_L	=	500	mm
C_{a1}'	=	900	mm	S_T	=	450	mm
C_{a2}	=	700	mm	S_{ax}	=	1,700	mm
C_{a2}'	=	700	mm	S_{ay}	=	0	mm
h_{ef}	=	150	mm	h_{ef}'	=	150	mm (유효물침깊이)
$1.5h_{ef}$	=	225.0	mm	$1.5h_{ef}'$	=	225.0	mm
$2 \times 1.5h_{ef}$	=	450.0	mm	$2 \times 1.5h_{ef}'$	=	450.0	mm



$$h_{ef} = 150 \text{ mm}$$

$$A_{nc} = 810,000 \text{ mm}^2 \text{ (투영면적 산정; 삽도참조)}$$

$$A_{nco} = 9h_{ef}^2 = 202500 \text{ mm}^2$$

$$\text{check } A_{nc} < n A_{nco} = 810,000 > 4 \times 202,500 = 810,000 \text{ mm}^2$$

$$\phi_{ed,N} = 1.000$$

$$\phi_{c,N} = 1.250$$

$$N_b = 10\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5} = 90.00 \text{ kN}$$

$$N_{cbg} = A_{nc}/A_{nco} * \phi_{ed,N} * \phi_{c,N} * N_b$$

$$= \frac{810,000}{202,500} \times 1.000 \times 1.250 \times 90.0 = 450 \text{ kN}$$

$$k_{cp} = 2$$

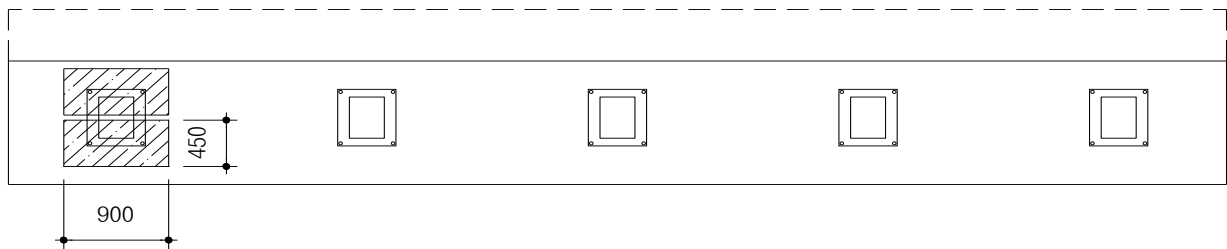
$$V_{cpg} = k_{cp} * N_{cbg} = 2 \times 450 = 900 \text{ kN}$$

- 받침 1기당 보유성능

$$V_{cpg} / N \text{ (받침개수)} = 900 / 1 = 900 \text{ kN}$$

② 교직방향

C_{a1}	=	1,150	mm	S_L	=	500	mm
C_{a1}'	=	1,150	mm	S_T	=	450	mm
C_{a2}	=	400	mm	S_{ax}	=	1,700	mm
C_{a2}'	=	400	mm	S_{ay}	=	0	mm
h_{ef}	=	150	mm	h_{ef}'	=	150	mm (유효물침깊이)
$1.5h_{ef}$	=	225.0	mm	$1.5h_{ef}'$	=	225.0	mm
$2 \times 1.5h_{ef}$	=	450.0	mm	$2 \times 1.5h_{ef}'$	=	450.0	mm



- 프라이아웃 저항면적 산정시 4면 이상이 가장자리의 영향을 받는지 여부 검토

1면	C_{a1}	=	1,150	mm	>	$1.5h_{ef}$	=	225.0	mm
2면	C_{a2}	=	400	mm	>	$1.5h_{ef}$	=	225.0	mm
3면	C_{a2}'	=	400	mm	>	$1.5h_{ef}$	=	225.0	mm
4면	$S_T + S_{ax}$	=	2,150	mm	>	$2 \times 1.5h_{ef}$	=	450.0	mm
	S_{ay}	=	0	mm	<	$2 \times 1.5h_{ef}$	=	450.0	mm

- 앵커의 유효물침깊이 h_{ef} 재산정 불필요

$$\therefore h_{ef} = 150 \text{ mm}$$

$$A_{nc} = 810,000 \text{ mm}^2 \quad (\text{투영면적 산정; 압도참조})$$

$$A_{nco} = 9h_{ef}^2 = 202,500 \text{ mm}^2$$

$$\text{check } A_{nc} < n A_{nco} = 810,000 > 4 \times 202,500 = 810,000 \text{ mm}$$

$$\phi_{ed,N} = 1.000 \quad \phi_{c,N} = 1.250$$

$$N_b = 10\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5} = 90.00 \text{ kN}$$

$$N_{cbg} = A_{nc}/A_{nco} * \phi_{ed,N} * \phi_{c,N} * N_b$$

$$= \frac{810,000}{202,500} \times 1.000 \times 1.250 \times 90.0 = 450 \text{ kN}$$

$$k_{cp} = 2$$

$$V_{cpg} = k_{cp} * N_{cbg} = 2 \times 450 = 900 \text{ kN}$$

- 받침 1기당 보유성능

$$V_{cpg} / N \text{ (받침개수)} = 900 / 1 = 900 \text{ kN}$$

2) 소요성능 : 받침 1기당 평가지진력

F_{ASD}

$$\text{교축방향: } F_{ASDL} = 178 \text{ kN}$$

$$\text{교직방향: } F_{ASDT} = 121 \text{ kN}$$

3) 평가

$$\text{교축방향} \quad \frac{V_{cpgL}}{F_{ASDL}} = \frac{900}{178} = 5.065 > 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\text{교직방향} \quad \frac{V_{cpgT}}{F_{ASDT}} = \frac{900}{121} = 7.426 > 1.0 \quad \text{OK}$$

(5) 받침부 평가 요약

구분		방향	보유성능	소요성능	평가	
받침부	본체	교축	1,055	888	1.187	OK
		교직	1,055	606	1.741	OK
	앵커볼트	교축	692	178	3.893	OK
		교직	692	121	5.707	OK
	콘크리트	교축	1,621	888	1.824	OK
		교직	268	121	2.212	OK
	프라이아웃	교축	900	178	5.065	OK
		교직	900	121	7.426	OK

10. 받침부 평가 (교각, 교대)

10.5 교대 A2

10.5.1 받침본체 검토

(1) 받침 1기당 횡방향 저항용량(f_B)

- 교축방향

$$f_B = 211.00 \text{ kN}$$

- 교직방향

$$f_B = 211.00 \text{ kN}$$

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

- 교축방향

$$F_{BC} = 211.00 \times 5 = 1,055.00 \text{ kN}$$

- 교직방향

$$F_{BC} = 211.00 \times 5 = 1,055.00 \text{ kN}$$

(3) 소요성능 : 받침부 평가지진력 F_{BD}

- 교축방향

$$F_{BD} = [V]_{\text{comb,Top}} = 1,025.53 \text{ kN}$$

- 교직방향

$$F_{BD} = [V]_{\text{comb,Top}} = 597.47 \text{ kN}$$

(4) 받침본체 내진성능평가

- 교축방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{1,055.00}{1,025.53} = 1.029 > 1.0 \quad \text{OK}$$

- 교축직각방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{1,055.00}{597.47} = 1.766 > 1.0 \quad \text{OK}$$

10.5.2 받침본체 앵커

(1) 받침제원

본체규격

C	=	550	mm	받침 교축방향 길이 (하판)
B	=	500	mm	받침 교축직각방향 길이 (하판)
d _a	=	40	mm	받침부 앵커소켓 직경
d _b	=	16	mm	받침부 앵커볼트 직경
h _{ef}	=	150	mm	받침부 앵커 근입 깊이
S _L	=	500	mm	받침 교축방향 앵커 간격
S _T	=	450	mm	받침 교축직각방향 앵커 간격
n	=	4	ea	앵커 개수
받침부 콘크리트 강도	f _{ck}	=	24	MPa
앵커의 유효단면적	A _{se}	=	201	mm ²
앵커의 인장강도	f _{uta}	=	860	MPa
앵커의 유효 묻힘길이	h _{ef}	=	150	mm
교대부 깊이	h _{cop}	=	5590	mm

(2) 강재파괴

1) 보유성능 : 강재강도

$$V_{sa} = n \cdot 1.0 \cdot A_{se} \cdot f_{uta}$$

V_{sa} : 앵커갯수

교축방향:	V _{saL}	=	4	X	1.0	X	201	X	860	=	692	kN
교직방향:	V _{saT}	=	4	X	1.0	X	201	X	860	=	692	kN

2) 소요성능 : 받침 1기당 평가지진력

$$F_{ASD} = F_{BDL} / n^L = 1025.53 / 5 = 205 \text{ kN}$$

$$F_{ASDT} = F_{BDT} / n^T = 597.47 / 5 = 119 \text{ kN}$$

3) 평가

교축방향	$\frac{V_{saL}}{F_{ASDL}}$	=	$\frac{692}{205}$	=	3.372	>	1.0	OK
교직방향	$\frac{V_{saT}}{F_{ASDT}}$	=	$\frac{692}{119}$	=	5.788	>	1.0	OK

(3) 콘크리트 파괴

1) 보유성능 : 콘크리트 파괴강도 V_{cbg}

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

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

$$C_{a1} = 900 \quad mm$$

$$C_{a1}' = 900 \quad mm$$

$$C_{a2} = 700 \quad mm$$

$$C_{a2}' = 700 \quad mm$$

$$\sum S_i = 9050 \quad mm$$

$$S_L = 500 \quad mm$$

$$1.5C_{a1} = 1,350 \quad mm$$

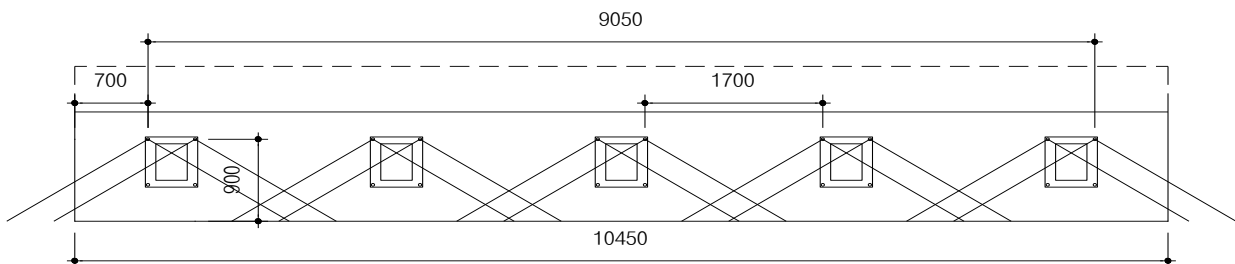
$$S_T = 450 \quad mm$$

$$S_{ax} = 1700 \quad mm$$

$$h_{cop} = 5,590 \quad mm$$

$$h_a = \min[h_{cop}, 1.5C_{a1}] = 1,350 \quad mm$$

$$\text{투영길이} = 10,450 \quad mm$$



'- 파괴선이 겹치므로 전체받침 앵커그룹으로 저항

$$\begin{aligned}
 A_{vc} &= 14,107,500 \text{ mm}^2 \\
 A_{vco} &= 4.5 C_{a1}^2 = 4.5 \times 900^2 = 3,645,000 \text{ mm}^2 \\
 \text{check } A_{vc} &< n A_{vco} = 14,107,500 < 10 \times 3,645,000 = 36,450,000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{b1} &= 0.6(l_e/d_a)^{0.2} \sqrt{d_a} \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5} \\
 &= 0.6 \frac{150^{0.2}}{40} \times \sqrt{40} \times \sqrt{24} \times 900^{1.5} \\
 &= 653.82 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

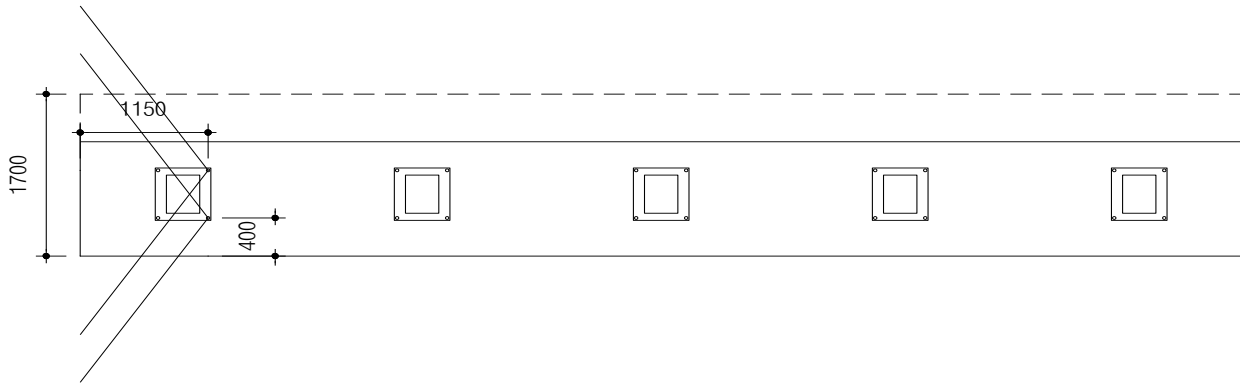
$$\begin{aligned}
 V_{b2} &= 3.7 \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5} \\
 &= 3.7 \times \sqrt{24} \times 900^{1.5} \\
 &= 489.41 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Phi_{ed,v} &= 0.856 & \Phi_{h,v} &= 1.000 \\
 l_e &= \text{MIN}[h_{efr}, 8d_a] = 150 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{cbg}^L &= A_{vc} / A_{vco} * \Phi_{ed,v} * \Phi_{c,v} * \Phi_{h,v} * \text{MIN}(V_{b1}, V_{b2}) \\
 &= \frac{14,107,500}{3,645,000} \times 0.856 \times 1.000 \times 1.000 \times 489 = 1,621 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

② 교직방향

$$\begin{aligned}
 C_{a1} &= 1,150 \text{ mm} \\
 C_{a1}' &= 1,150 \text{ mm} \\
 C_{a2} &= 400 \text{ mm} \\
 C_{a2}' &= 400 \text{ mm} & \sum S_i &= 0 \text{ mm} \\
 S_L &= 500 \text{ mm} & 1.5C_{a1} &= 1,725 \text{ mm} \\
 S_T &= 450 \text{ mm} & S_{ay} &= 0 \text{ mm} \\
 h_{cop} &= 5,590 \text{ mm} & h_a = \text{min}[h_{cop}, 1.5C_{a1}] &= 1,725 \text{ mm} \\
 \text{투영길이} &= 1,700 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



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

$$1\text{면} \quad C_{a1} = 1,150 \text{ mm} < 1.5C_{a1} = 1,725 \text{ mm}$$

$$2\text{면} \quad C_{a2}' = 400 \text{ mm} < 1.5C_{a1} = 1,725 \text{ mm}$$

$$3\text{면} \quad h_{\text{cop}} = 5,590 \text{ mm} > 1.5C_{a1} = 1,725 \text{ mm}$$

- 연단거리 재산정 불필요

$$A_{vc} = 2,932,500 \text{ mm}^2$$

$$A_{vco} = 4.5C_{a1}^2 = 4.5 \times 1,150^2 = 5,951,250 \text{ mm}^2$$

$$\text{check} \quad A_{vc} < n \quad A_{vco} = 2,932,500 < 2 \times 5,951,250 = 11,902,500 \text{ mm}^2$$

$$V_{b1} = 0.6(l_e/d_a)^{0.2} \sqrt{d_a} \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5}$$

$$= 0.6 \frac{150^{0.2}}{40} \times \sqrt{40} \times \sqrt{24} \times 1,150^{1.5}$$

$$= 944.36 \text{ kN}$$

$$V_{b2} = 3.7 \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5}$$

$$= 3.7 \times \sqrt{24} \times 1,150^{1.5}$$

$$= 706.89 \text{ kN}$$

$$\Phi_{ed,v} = 0.770 \quad \Phi_{h,v} = 1.000$$

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

$$V_{cbg}^T = A_{vc} / A_{vco} \times \Phi_{ed,v} \times \Phi_{c,v} \times \Phi_{h,v} \times \text{MIN}(V_{b1}, V_{b2})$$

$$= \frac{2,932,500}{5,951,250} \times 0.770 \times 1.000 \times 1.000 \times 707 = 268 \text{ kN}$$

2) 소요성능 : 앵커부 요구성능

$$\text{교축방향: } F_{AC,DL} = 205 \times 5 = 1,026 \text{ kN}$$

$$\text{교직방향: } F_{AC,DT} = 119 \times 1 = 119 \text{ kN}$$

3) 평가

$$\text{교축방향 } \frac{V_{cbgL}}{F_{AC,DL}} = \frac{1,621}{1,026} = 1.580 > 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\text{교직방향 } \frac{V_{cbgT}}{F_{AC,DT}} = \frac{268}{119} = 2.243 > 1.0 \quad \text{OK}$$

(4) 콘크리트 프라이 아웃 파괴

1) 보유성능 : 콘크리트 파괴강도 V_{cpg}

$$V_{cpg} = k_{cp} * N_{cbg}$$

$$k_{cp} : \text{콘크리트 프라이아웃 강도계수} \quad h_{ef} < 65\text{mm} \text{ 인 경우} \quad k_{cp} = 1$$

$$h_{ef} \geq 65\text{mm} \text{ 인 경우} \quad k_{cp} = 2$$

$$N_{cbg} : \text{인장을 받는 앵커 그룹의 콘크리트 파괴강도} \quad N_{cbg} = A_{nc}/A_{nco} * \phi_{ed,N} * \phi_{c,N} * N_b$$

$$A_{nc} : \text{인장강도 산정을 위한 단일 앵커 또는 앵커 그룹의 콘크리트 파괴면 투영면적(mm}^2\text{)}$$

$$A_{nco} : \text{연단거리 또는 간격에 제한을 받지 않는 경우에 인장강도산정을 위한}$$

$$\text{단일 앵커의 콘크리트 파괴면 투영면적(mm}^2\text{)} \quad A_{nco} = 9h_{ef}^2$$

$$\phi_{ed,N} : \text{연단거리 영향에 의한 인장강도 수정계수}$$

$$C_{a,min} \geq 1.5h_{ef} \quad \phi_{ed,N} = 1$$

$$C_{a,min} < 1.5h_{ef} \quad \phi_{ed,N} = 0.7 + 0.3(C_{a,min}/1.5h_{ef})$$

$$N_b : \text{인장력을 받는 단일 앵커의 기본 콘크리트 강도}$$

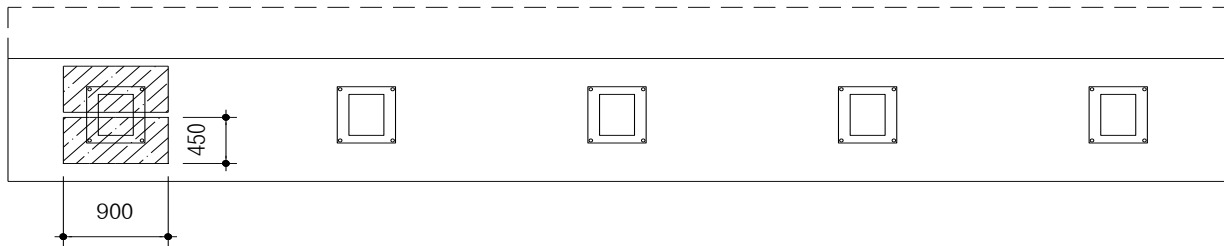
$$N_b = 3.9\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{5/3} \quad (280 < h_{ef} < 635) \quad N_b = 10\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5}$$

$$\phi_{c,N} : \text{사용하중을 받을 때 콘크리트에 균열이 발생하지 않는 위치의 강도 수정계수}$$

$$\text{선설치앵커 : } \phi_{c,N} = 1.25 \quad \text{후설치앵커 : } \phi_{c,N} = 1.40$$

① 교축방향

C_{a1}	=	900	mm	S_L	=	500	mm
C_{a1}'	=	900	mm	S_T	=	450	mm
C_{a2}	=	700	mm	S_{ax}	=	1,700	mm
C_{a2}'	=	700	mm	S_{ay}	=	0	mm
h_{ef}	=	150	mm	h_{ef}'	=	150	mm (유효물침깊이)
$1.5h_{ef}$	=	225.0	mm	$1.5h_{ef}'$	=	225.0	mm
$2 \times 1.5h_{ef}$	=	450.0	mm	$2 \times 1.5h_{ef}'$	=	450.0	mm



$$h_{ef} = 150 \text{ mm}$$

$$A_{nc} = 810,000 \text{ mm}^2 \quad (\text{투영면적 산정; 압도참조})$$

$$A_{nco} = 9h_{ef}^2 = 202500 \text{ mm}^2$$

$$\text{check } A_{nc} < n A_{nco} = 810,000 > 4 \times 202,500 = 810,000 \text{ mm}^2$$

$$\phi_{ed,N} = 1.000$$

$$\phi_{c,N} = 1.250$$

$$N_b = 10\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5} = 90.00 \text{ kN}$$

$$N_{cbg} = A_{nc}/A_{nco} \cdot \phi_{ed,N} \cdot \phi_{c,N} \cdot N_b$$

$$= \frac{810,000}{202,500} \times 1.000 \times 1.250 \times 90.0 = 450 \text{ kN}$$

$$k_{cp} = 2$$

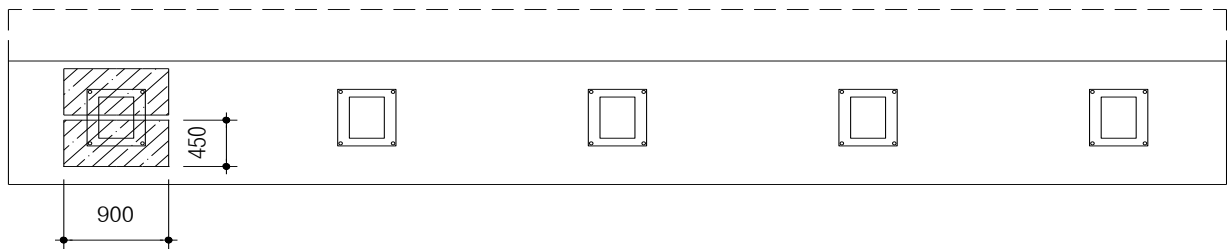
$$V_{cpg} = k_{cp} \cdot N_{cbg} = 2 \times 450 = 900 \text{ kN}$$

- 받침 1기당 보유성능

$$V_{cpg} / N (\text{받침개수}) = 900 / 1 = 900 \text{ kN}$$

② 교직방향

C_{a1}	=	1,150	mm	S_L	=	500	mm
C_{a1}'	=	1,150	mm	S_T	=	450	mm
C_{a2}	=	400	mm	S_{ax}	=	1,700	mm
C_{a2}'	=	400	mm	S_{ay}	=	0	mm
h_{ef}	=	150	mm	h_{ef}'	=	150	mm (유효물침깊이)
$1.5h_{ef}$	=	225.0	mm	$1.5h_{ef}'$	=	225.0	mm
$2 \times 1.5h_{ef}$	=	450.0	mm	$2 \times 1.5h_{ef}'$	=	450.0	mm



- 프라이아웃 저항면적 산정시 4면 이상이 가장자리의 영향을 받는지 여부 검토

1면	C_{a1}	=	1,150	mm	>	$1.5h_{ef}$	=	225.0	mm
2면	C_{a2}	=	400	mm	>	$1.5h_{ef}$	=	225.0	mm
3면	C_{a2}'	=	400	mm	>	$1.5h_{ef}$	=	225.0	mm
4면	$S_T + S_{ax}$	=	2,150	mm	>	$2 \times 1.5h_{ef}$	=	450.0	mm
	S_{ay}	=	0	mm	<	$2 \times 1.5h_{ef}$	=	450.0	mm

- 앵커의 유효물침깊이 h_{ef} 재산정 불필요

$$\therefore h_{ef} = 150 \text{ mm}$$

$$A_{nc} = 810,000 \text{ mm}^2 \quad (\text{투영면적 산정; 압도참조})$$

$$A_{nco} = 9h_{ef}^2 = 202,500 \text{ mm}^2$$

$$\text{check } A_{nc} < n A_{nco} = 810,000 > 4 \times 202,500 = 810,000 \text{ mm}$$

$$\phi_{ed,N} = 1.000 \quad \phi_{c,N} = 1.250$$

$$N_b = 10\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5} = 90.00 \text{ kN}$$

$$N_{cbg} = A_{nc}/A_{nco} * \phi_{ed,N} * \phi_{c,N} * N_b$$

$$= \frac{810,000}{202,500} \times 1.000 \times 1.250 \times 90.0 = 450 \text{ kN}$$

$$k_{cp} = 2$$

$$V_{cpg} = k_{cp} * N_{cbg} = 2 \times 450 = 900 \text{ kN}$$

- 받침 1기당 보유성능

$$V_{cpg} / N \text{ (받침개수)} = 900 / 1 = 900 \text{ kN}$$

2) 소요성능 : 받침 1기당 평가지진력

F_{ASD}

$$\text{교축방향: } F_{ASDL} = 205 \text{ kN}$$

$$\text{교직방향: } F_{ASDT} = 119 \text{ kN}$$

3) 평가

$$\text{교축방향} \quad \frac{V_{cpgL}}{F_{ASDL}} = \frac{900}{205} = 4.388 > 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\text{교직방향} \quad \frac{V_{cpgT}}{F_{ASDT}} = \frac{900}{119} = 7.532 > 1.0 \quad \text{OK}$$

(5) 받침부 평가 요약

구분		방향	보유성능	소요성능	평가	
받침부	본체	교축	1,055	1,026	1.029	OK
		교직	1,055	597	1.766	OK
	앵커볼트	교축	692	205	3.372	OK
		교직	692	119	5.788	OK
	콘크리트	교축	1,621	1,026	1.580	OK
		교직	268	119	2.243	OK
	프라이아웃	교축	900	205	4.388	OK
		교직	900	119	7.532	OK

11. 기초부 평가

- 지진력 산정

- ▶ 교축 및 교축직각방향의 탄성지진력과 교각의 단면강도를 비교하여 작은것을 지진하중으로 하고 이 하중을 기본으로 하여 기초부에 요구되는 소요성능을 산정하였다.

(1) P1

• 기초부 교축방향

$$\begin{aligned} - M_E^L &= \text{Min} [M_n^L, M_{E,comb}^L] &= \text{Min} [24,581, 11,155] \\ &= 11,155 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - V_E^L &= \text{Min} [V_n^L, V_{E,comb}^L] &= \text{Min} [1,887, 1,241] \\ &= 1,241 \text{ kN} \end{aligned}$$

• 기초부 교직방향

$$\begin{aligned} - M_E^T &= \text{Min} [M_n^T, M_{E,comb}^T] &= \text{Min} [24,583, 12,421] \\ &= 12,421 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - V_E^T &= \text{Min} [V_n^T, V_{E,comb}^T] &= \text{Min} [1,689, 910] \\ &= 910 \text{ kN} \end{aligned}$$

1) 교축방향 지진력

• 교각하단의 작용력

$$\begin{aligned} - \text{연직력} &: N &= 9,670 &\times 1 &= 9,670 \text{ kN} \\ - \text{수평력} &: H &= 1,241 &\times 1 &= 1,241 \text{ kN} \\ - \text{모멘트} &: M &= 11,155 &\times 1 &= 11,155 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

2) 교축직각방향 지진력

• 교각하단의 작용력

$$\begin{aligned} - \text{연직력} &: N &= 9,670 &\times 1 &= 9,670 \text{ kN} \\ - \text{수평력} &: H &= 910 &\times 1 &= 910 \text{ kN} \\ - \text{모멘트} &: M &= 12,421 &\times 1 &= 12,421 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

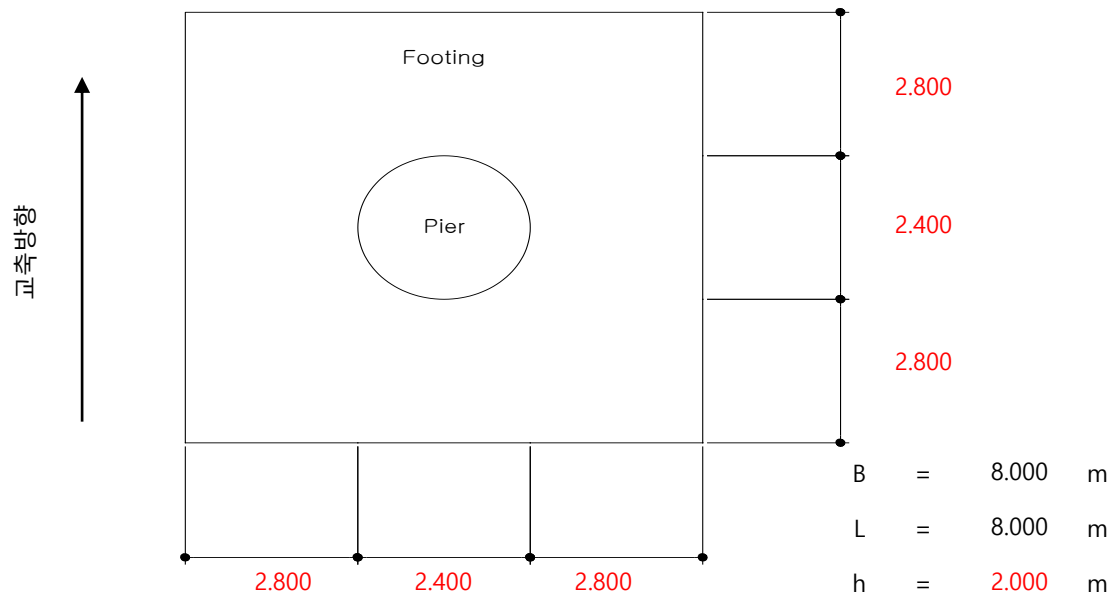
3) 기초 하단 지진력

구 분	연직력 N(kN)	수평력 H(kN)	모멘트 M(kN·m)	비 고
교 축 방 향	9,670	1,241	11,155	
교축직각방향	9,670	910	12,421	

11. 기초부 평가

11.1 교각 1

11.1.1 검토조건



11.1.2 내진성능평가

1) 기초의 두께 검토

구 분	계 산 과 정		결 과
$\beta \cdot \lambda$	0.516	< 1.000	강제취급
$\beta = \sqrt[4]{((3 \times k) / (E \times h^3))}$	=	0.184	m^{-1}
$k = K_V = K_{V0} \times (B_V / 0.3)^{-3/4}$	=	79535	kN/m^3
$K_{V0} = 1/0.3 \times \alpha \times E_0$	=	933333	kN/m^3
$E_0 = 2800 \times N$	=	140000	kN/m^2
$E = 8,500 \sqrt[3]{f_{cu}}$	=	25811	Mpa
$\lambda = \text{Max}[l, b]$	=	2.800	m

2) 안정성 검토

(a) 전도에 대한 안정성 검토

① 전도에 대한 안정성 검토

구 분	계 산 과 정		결 과
교축	$e_L = M_L / V =$	0.845 ≤ 3.200	O.K
교축직각	$e_T = M_T / V =$	0.882 ≤ 3.200	O.K

※ 지진시 직접기초에 작용하는 하중의 합력이 작용하는 위치는 바닥판 중심

으로부터 바닥판 폭×0.4 이내에 있어야 한다. ($e < B \times 0.4$)

(b) 지지력에 대한 안정성 검토

① 극한지지력 산정에 필요한 공통사항

- 하중의 편심을 고려한 기초의 유효재하폭,

$$B_f' = B_f - 2 \times e_L = 6.311 \text{ m}$$

- 하중의 편심을 고려한 기초의 유효재하길이,

$$L_f' = L_f - 2 \times e_T = 6.236 \text{ m}$$

- 기초의 근입깊이,

$$D_f = 4.900 \text{ m}$$

- 근입지반의 단위중량,

$$\gamma_1 = 19.000 \text{ kN/m}^3$$

- 지지지반의 단위중량,

$$\gamma_2 = 23.000 \text{ kN/m}^3$$

- 지지지반의 점착력,

$$c = 0$$

- 지지지반의 내부마찰각,

$$\Phi = 35^\circ$$

② Terzaghi 제안식에 의한 지반의 극한지지력(q_u) 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
교축	$q_u = \alpha \times c \times N_c + \beta \times \gamma_2 \times B_f' \times N_r + \gamma_1 \times D_f \times N_q$	6.603 MPa
교축직각	$q_u = \alpha \times c \times N_c + \beta \times \gamma_2 \times B_f' \times N_r + \gamma_1 \times D_f \times N_q$	6.603 MPa

$$\text{형상계수, } \alpha = 1.300 \quad \beta = 0.400$$

$$N_c = 57.8 \quad N_q = 41.4 \quad N_r = 47.3$$

③ Meyerhof 제안식에 의한 지반의 극한지지력(q_u) 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
교축	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot B_f' \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot i_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q$	8.903 MPa
교축직각	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot B_f' \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot i_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q$	8.903 MPa

$$\text{여기서, } K_p = \tan^2(45 + \Phi/2) = 3.690$$

$$\text{교축방향 형상계수, } s_c = 1 + 0.2 \times K_p \times B_f' / L_f' = 1.747$$

$$s_r = s_q = 1 + 0.1 \times K_p \times B_f' / L_f' = 1.373$$

$$\text{교축직각방향 형상계수, } s_c = 1 + 0.2 \times K_p \times B_f' / L_f' = 1.747$$

$$s_r = s_q = 1 + 0.1 \times K_p \times B_f' / L_f' = 1.373$$

$$\text{교축방향 깊이계수, } d_c = 1 + 0.2 \times D_f' / B \times \sqrt{K_p} = 1.235$$

$$d_r = d_q = 1 + 0.1 \times D_f' / B \times \sqrt{K_p} = 1.118$$

$$\text{교축직각방향 깊이계수, } d_c = 1 + 0.2 \times D_f' / B \times \sqrt{K_p} = 1.235$$

$$d_r = d_q = 1 + 0.1 \times D_f' / B \times \sqrt{K_p} = 1.118$$

$$\text{경사계수, } i_c = i_q = (1 - \beta/90)^2 = 1.000$$

$$i_r = (1 - \beta/\Phi)^2 = 1.000$$

$$N_c = 46.1 \quad N_q = 33.3 \quad N_r = 37.2$$

④ Hansen 제안식에 의한 지반의 극한지지력(qu) 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot g_c \cdot b_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot B_f' \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot g_r \cdot b_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot g_q \cdot b_q$	7.170 MPa
교 축 직 각	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot g_c \cdot b_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot B_f' \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot g_r \cdot b_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot g_q \cdot b_q$	7.170 MPa

여기서는 경사계수 미고려

N_c	=	46.1	N_q	=	33.3	N_r	=	37.2
교 축 방 향 형 상 계 수,			$s_c = 1 + B_f' / L_f' \times N_q / N_c$	=				1.731
			$s_r = 1 - 0.4 \times B_f' / L_f' \geq 0.6$	=				0.600
			$s_q = 1 + B_f' / L_f' \times \tan \Phi$	=				1.709
교 축 직 각 방 향 형 상 계 수,			$s_c = 1 + B_f' / L_f' \times N_q / N_c$	=				1.731
			$s_r = 1 - 0.4 \times B_f' / L_f' \geq 0.6$	=				0.600
			$s_q = 1 + B_f' / L_f' \times \tan \Phi$	=				1.709
교 축 방 향 깊 이 계 수,			(Df ≤ Bf')					
d_c	=	$1 + 0.4 \times D_f / B$						1.245
d_r	=	$1 + 2 \times \tan \Phi \times (1 - \sin \Phi)^2 \times D_f / B$						1.156
d_q	=	1						1.000
교 축 직 각 방 향 깊 이 계 수,			(Df ≤ Lf')					
d_c	=	$1 + 0.4 \times D_f / B$						1.245
d_r	=	$1 + 2 \times \tan \Phi \times (1 - \sin \Phi)^2 \times D_f / B$						1.156
d_q	=	1						1.000
지 반 계 수 (수 평 지 반),								
g_c	=	$1 - \psi^\circ / 147^\circ$						1.000
g_r	=	$g_q = (1 - 0.5 \tan \psi^\circ)^5$						1.000
기 초 계 수 (수 평 지 반),								
g_c	=	$1 - \eta^\circ / 147^\circ$						1.000
b_r	=	$\exp(-2.7 \times \eta \times \tan \Phi)$						1.000
b_q	=	$\exp(-2 \times \eta \times \tan \Phi)$						1.000

⑤ 지반의 극한지지력(qu) 산정결과

구분	Terzaghi	Meyerhof	Hansen	평균값 적용
교 축	6.603 MPa	8.903 MPa	7.170 MPa	7.559 MPa
교 축 직 각	6.603 MPa	8.903 MPa	7.170 MPa	7.559 MPa

⑥ 지반반력 산정

구 분	구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	작용폭	$x_L = 3 \times (B/2 - e_L) = 9.466 > 8.000$	사다리꼴 분포
	지반반력	$q_{\max, \min} = (V/L/B) \pm (6 \times ML/L/B^2)$	$q_{\max} = 0.412 \text{ MPa}$
			$q_{\min} = 0.092 \text{ MPa}$
교 축 직 각	작용폭	$x_T = 3 \times (L/2 - e_T) = 9.354 > 8.000$	사다리꼴 분포
	지반반력	$q_{\max, \min} = (V/B/L) \pm (6 \times MT/B/L^2)$	$q_{\max} = 0.419 \text{ MPa}$
			$q_{\min} = 0.085 \text{ MPa}$

⑦ 지지력에 대한 안정성 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	$q_u / q_a = 18.341 \geq 2.000$	O.K
교 축 직 각	$q_u / q_a = 18.031 \geq 2.000$	O.K

(c) 활동에 대한 안정성 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	$H_c / H_L = 7.806 \geq 1.200$	O.K
교 축 직 각	$H_c / H_T = 10.644 \geq 1.200$	O.K

여기서,

전단저항력, $H_c = c_B \times A' + V \times \tan \Phi_B$

기초저면과 지반의 부착력,

$$c_B = 0$$

기초저면과 지반과의 마찰계수,

$$\tan \Phi_B = 0.6$$

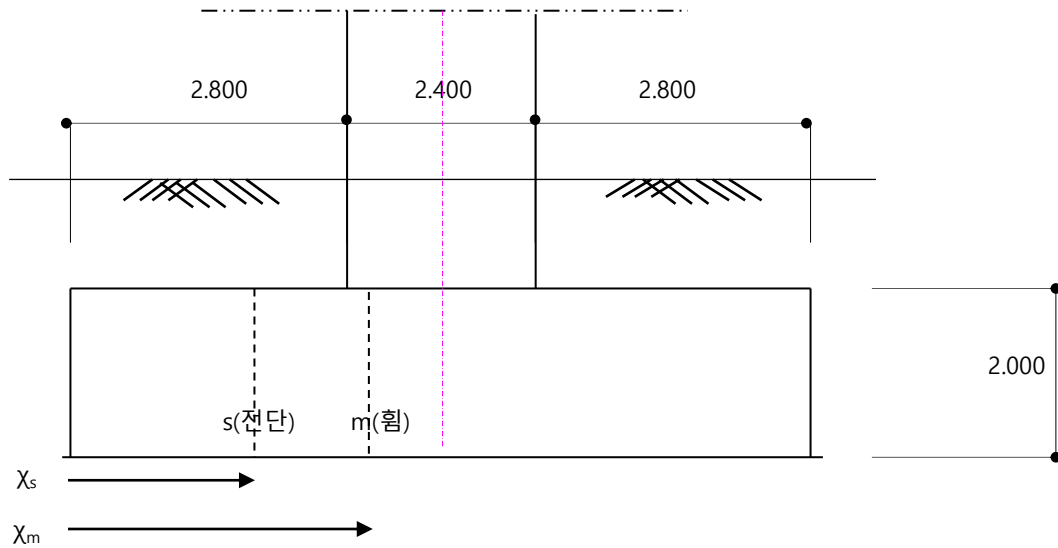
3) 단면 검토

(a) 교축방향

① 위험단면 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\chi_m = 2.800 + (2.400 - 2.127)/2$	2.937 m
전단	$\chi_s = 2.937 - 1.900/2$	1.987 m

② 교축방향 위험단면



③ 위험단면에서의 반력크기

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$q_m = ((q_{max} - q_{min}) \times (\chi_L - \chi_m) / \chi_L) + q_{min}$	0.313 MPa
전단	$q_s = ((q_{max} - q_{min}) \times (\chi_L - \chi_s) / \chi_L) + q_{min}$	0.345 MPa

④ 단면력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
기초자중에 의한 단면력	$M_{기초} = h \times \chi_m \times L \times \gamma_c \times l$	1725 kN·m
	$V_{기초} = h \times \chi_s \times L \times \gamma_c$	795 kN
상재하중에 의한 단면력	$M_{상재} = h' \times \chi_m \times L \times \gamma_t \times l$	1901 kN·m
	$V_{상재} = h' \times \chi_s \times L \times \gamma_t$	876 kN
지반반력에 의한 단면력	$M_{지반} = [q_m \times \chi_m^2 / 2 + (q_{max} - q_m) / 2 \times 2 \times \chi_m^2 / 3] \times L$	13075 kN·m
	$V_{지반} = (q_s \times \chi_s + (q_{max} - q_s) / 2 \times \chi_s) \times L$	6016 kN
기초의 단면력	$M_u = M_{지반} - M_{기초} - M_{상재}$	9450 kN·m
	$V_u = V_{지반} - V_{기초} - V_{상재}$	4346 kN

⑤ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
힘	$\Phi M_n = 34252 \geq 9450$	O.K
전단	$\Phi V_n = 12411 \geq 4346$	O.K

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

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

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

$$b = 8000 \text{ mm} \quad d = 1900 \text{ mm}$$

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

- 힘 검토 1단 : D 32 - 78 ea

$$A_s = 61948 \text{ mm}^2$$

$$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 113.9 \text{ mm}$$

- 전단 검토

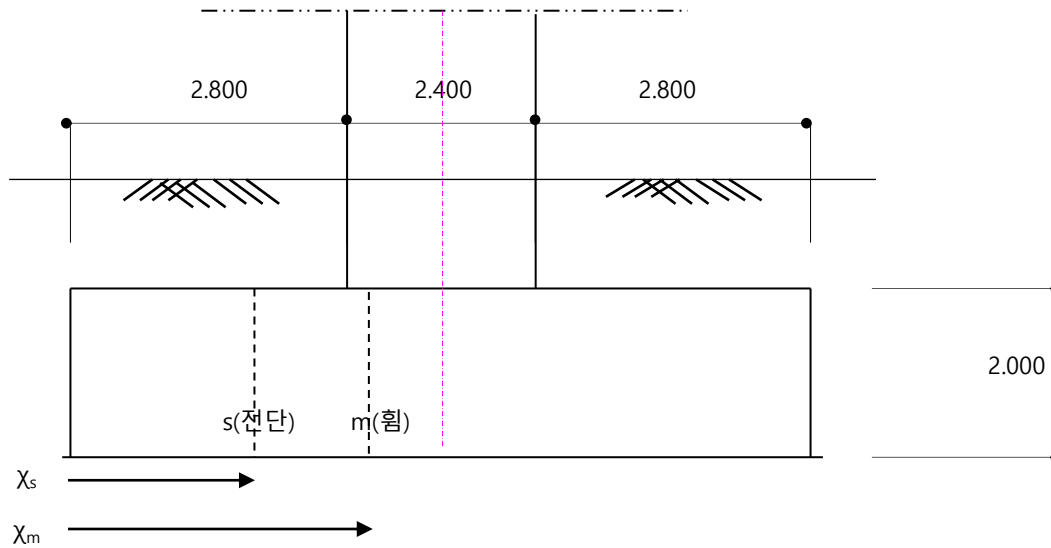
$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 12411 \text{ kN}$$

(b) 교축직각방향

① 위험단면 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\chi_m = 2.800 + (2.400 - 2.127)/2$	2.937 m
전단	$\chi_s = 2.937 - 1.875/2$	1.999 m

② 교축직각방향 위험단면



③ 위험단면에서의 반력크기

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$q_m = ((q_{max} - q_{min}) \times (\chi_T - \chi_m) / \chi_T) + q_{min}$	0.314 MPa
전단	$q_s = ((q_{max} - q_{min}) \times (\chi_T - \chi_s) / \chi_T) + q_{min}$	0.348 MPa

④ 단면력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
기초자중에 의한 단면력	$M_{기초} = h \times \chi_m \times B \times \gamma_c \times l$	1725 kN·m
	$V_{기초} = h \times \chi_s \times B \times \gamma_c$	800 kN
상재하중에 의한 단면력	$M_{상재} = h' \times \chi_m \times B \times \gamma_t \times l$	1901 kN·m
	$V_{상재} = h' \times \chi_s \times B \times \gamma_t$	881 kN
지반반력에 의한 단면력	$M_{지반} = [q_m \times \chi_m^2 / 2 + (q_{max} - q_m) / 2 \times 2 \chi_m^2 / 3] \times B$	13254 kN·m
	$V_{지반} = (q_s \times \chi_s + (q_{max} - q_s) / 2 \times \chi_s) \times B$	6133 kN
기초의 단면력	$M_u = M_{지반} - M_{기초} - M_{상재}$	9629 kN·m
	$V_u = V_{지반} - V_{기초} - V_{상재}$	4453 kN

⑤ 단면 검토

구 분	계 산 과 정				결 과	
휨	ΦM_n	=	27029	$\geq$	9629	O.K
전단	ΦV_n	=	12247	$\geq$	4453	O.K

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

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

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

$$b = 8000 \text{ mm} \quad d = 1875 \text{ mm}$$

$$\phi_f = 1.000 \quad \phi_v = 1.000$$

- 힘 검토 1단 : D 32 - 62 ea

$$A_s = 49240 \text{ mm}^2$$

$$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 90.5 \text{ mm}$$

- 전단 검토

$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 12247 \text{ kN}$$

4) 결과 요약

구 분			보유성능	소요성능	S.F	판정
안정성 검토	전도	교축	3.200	0.845	3.789	O.K
		교축직각	3.200	0.882	3.628	O.K
	지지력	교축	18.341	2.000	9.170	O.K
		교축직각	18.031	2.000	9.016	O.K
	활동	교축	7.806	1.200	6.505	O.K
		교축직각	10.644	1.200	8.870	O.K
단면 검토	힘	교축	34252	9450	3.625	O.K
		교축직각	27029	9629	2.807	O.K
	전단	교축	12411	4346	2.856	O.K
		교축직각	12247	4453	2.751	O.K

11. 기초부 평가

- 지진력 산정

- ▶ 교축 및 교축직각방향의 탄성지진력과 교각의 단면강도를 비교하여 작은것을 지진하중으로 하고 이 하중을 기본으로 하여 기초부에 요구되는 소요성능을 산정하였다.

(1) P2

• 기초부 교축방향

$$\begin{aligned} - M_E^L &= \text{Min} [M_n^L, M_{E,comb}^L] &= \text{Min} [24,087, 11,440] \\ &= 11,440 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - V_E^L &= \text{Min} [V_n^L, V_{E,comb}^L] &= \text{Min} [1,503, 780] \\ &= 780 \text{ kN} \end{aligned}$$

• 기초부 교직방향

$$\begin{aligned} - M_E^T &= \text{Min} [M_n^T, M_{E,comb}^T] &= \text{Min} [24,104, 20,100] \\ &= 20,100 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - V_E^T &= \text{Min} [V_n^T, V_{E,comb}^T] &= \text{Min} [1,373, 1,255] \\ &= 1,255 \text{ kN} \end{aligned}$$

1) 교축방향 지진력

• 교각하단의 작용력

$$\begin{aligned} - \text{연직력} &: N &= 8,837 &\times 1 &= 8,837 \text{ kN} \\ - \text{수평력} &: H &= 780 &\times 1 &= 780 \text{ kN} \\ - \text{모멘트} &: M &= 11,440 &\times 1 &= 11,440 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

2) 교축직각방향 지진력

• 교각하단의 작용력

$$\begin{aligned} - \text{연직력} &: N &= 8,837 &\times 1 &= 8,837 \text{ kN} \\ - \text{수평력} &: H &= 1,255 &\times 1 &= 1,255 \text{ kN} \\ - \text{모멘트} &: M &= 20,100 &\times 1 &= 20,100 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

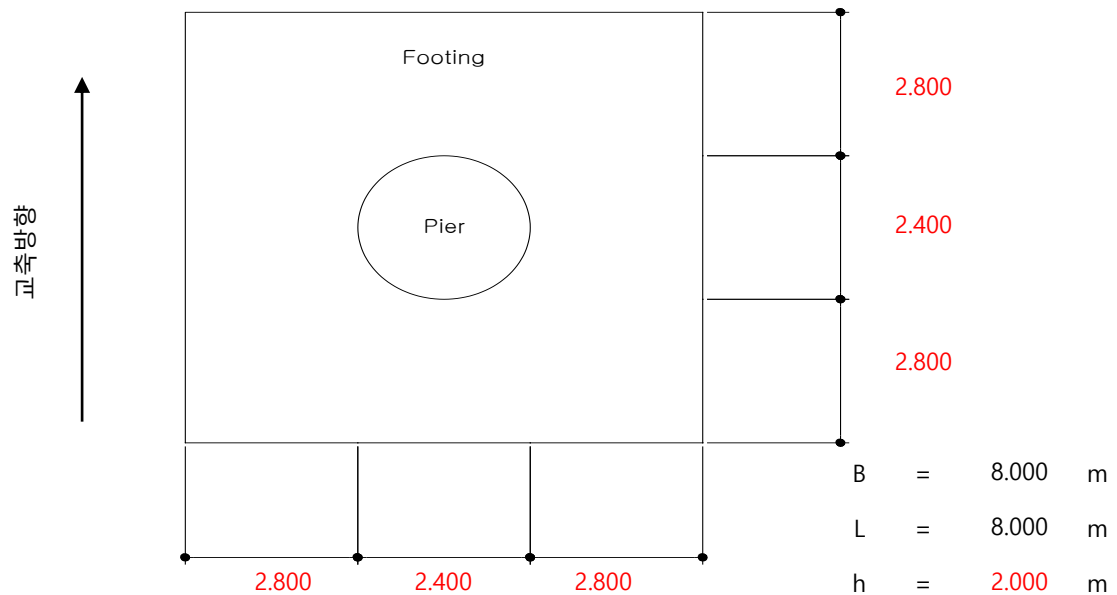
3) 기초 하단 지진력

구 분	연직력 N(kN)	수평력 H(kN)	모멘트 M(kN·m)	비 고
교 축 방 향	8,837	780	11,440	
교축직각방향	8,837	1,255	20,100	

11. 기초부 평가

11.2 교각 2

11.2.1 검토조건



11.2.2 내진성능평가

1) 기초의 두께 검토

구 분	계 산 과 정		결 과
$\beta\lambda$	0.516	< 1.000	강제취급
β	$= \sqrt[4]{((3 \times k)/(E \times h^3))}$	= 0.184	m^{-1}
k	$= K_V = K_{V0} \times (B_V / 0.3)^{-3/4}$	= 79535	kN/m^3
K_{V0}	$= 1/0.3 \times \alpha \times E_0$	= 933333	kN/m^3
E_0	$= 2800 \times N$	= 140000	kN/m^2
E	$= 8,500 \sqrt[3]{f_{cu}}$	= 25811	Mpa
λ	$= \text{Max}[l, b]$	= 2.800	m

2) 안정성 검토

(a) 전도에 대한 안정성 검토

① 전도에 대한 안정성 검토

구 분	계 산 과 정		결 과
교축	$e_L = M_L / V =$	0.902 ≤ 3.200	O.K
교축직각	$e_T = M_T / V =$	1.569 ≤ 3.200	O.K

※ 지진시 직접기초에 작용하는 하중의 합력이 작용하는 위치는 바닥판 중심

으로부터 바닥판 폭×0.4 이내에 있어야 한다. ($e < B \times 0.4$)

(b) 지지력에 대한 안정성 검토

① 극한지지력 산정에 필요한 공통사항

- 하중의 편심을 고려한 기초의 유효재하폭,

$$B_f' = B_f - 2 \times e_L = 6.196 \text{ m}$$

- 하중의 편심을 고려한 기초의 유효재하길이,

$$L_f' = L_f - 2 \times e_T = 4.862 \text{ m}$$

- 기초의 근입깊이,

$$D_f = 4.100 \text{ m}$$

- 근입지반의 단위중량,

$$\gamma_1 = 19.000 \text{ kN/m}^3$$

- 지지지반의 단위중량,

$$\gamma_2 = 23.000 \text{ kN/m}^3$$

- 지지지반의 점착력,

$$c = 0$$

- 지지지반의 내부마찰각,

$$\Phi = 35^\circ$$

② Terzaghi 제안식에 의한 지반의 극한지지력(q_u) 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
교축	$q_u = \alpha \times c \times N_c + \beta \times \gamma_2 \times B_f' \times N_r + \gamma_1 \times D_f \times N_q$	5.923 MPa
교축직각	$q_u = \alpha \times c \times N_c + \beta \times \gamma_2 \times B_f' \times N_r + \gamma_1 \times D_f \times N_q$	5.923 MPa

$$\text{형상계수, } \alpha = 1.300 \quad \beta = 0.400$$

$$N_c = 57.8 \quad N_q = 41.4 \quad N_r = 47.3$$

③ Meyerhof 제안식에 의한 지반의 극한지지력(q_u) 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
교축	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot B_f' \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot i_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q$	8.470 MPa
교축직각	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot B_f' \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot i_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q$	8.470 MPa

$$\text{여기서, } K_p = \tan^2(45 + \Phi/2) = 3.690$$

$$\text{교축방향 형상계수, } s_c = 1 + 0.2 \times K_p \times B_f' / L_f' = 1.940$$

$$s_r = s_q = 1 + 0.1 \times K_p \times B_f' / L_f' = 1.470$$

$$\text{교축직각방향 형상계수, } s_c = 1 + 0.2 \times K_p \times B_f' / L_f' = 1.940$$

$$s_r = s_q = 1 + 0.1 \times K_p \times B_f' / L_f' = 1.470$$

$$\text{교축방향 깊이계수, } d_c = 1 + 0.2 \times D_f' / B \times \sqrt{K_p} = 1.197$$

$$d_r = d_q = 1 + 0.1 \times D_f' / B \times \sqrt{K_p} = 1.098$$

$$\text{교축직각방향 깊이계수, } d_c = 1 + 0.2 \times D_f' / B \times \sqrt{K_p} = 1.197$$

$$d_r = d_q = 1 + 0.1 \times D_f' / B \times \sqrt{K_p} = 1.098$$

$$\text{경사계수, } i_c = i_q = (1 - \beta/90)^2 = 1.000$$

$$i_r = (1 - \beta/\Phi)^2 = 1.000$$

$$N_c = 46.1 \quad N_q = 33.3 \quad N_r = 37.2$$

④ Hansen 제안식에 의한 지반의 극한지지력(qu) 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot g_c \cdot b_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot B_f' \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot g_r \cdot b_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot g_q \cdot b_q$	6.707 MPa
교 축 직 각	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot g_c \cdot b_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot B_f' \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot g_r \cdot b_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot g_q \cdot b_q$	6.707 MPa

여기서는 경사계수 미고려

N_c	=	46.1	N_q	=	33.3	N_r	=	37.2
교 축 방 향 형 상 계 수,								
			$s_c = 1 + B_f' / L_f' \times N_q / N_c$				=	1.920
			$s_r = 1 - 0.4 \times B_f' / L_f' \geq 0.6$				=	0.600
			$s_q = 1 + B_f' / L_f' \times \tan \Phi$				=	1.892
교 축 직 각 방 향 형 상 계 수,								
			$s_c = 1 + B_f' / L_f' \times N_q / N_c$				=	1.920
			$s_r = 1 - 0.4 \times B_f' / L_f' \geq 0.6$				=	0.600
			$s_q = 1 + B_f' / L_f' \times \tan \Phi$				=	1.892
교 축 방 향 깊 이 계 수, (Df ≤ Bf')								
d_c	=	$1 + 0.4 \times D_f / B$					=	1.205
d_r	=	$1 + 2 \times \tan \Phi \times (1 - \sin \Phi)^2 \times D_f / B$					=	1.131
d_q	=	1					=	1.000
교 축 직 각 방 향 깊 이 계 수, (Df ≤ Lf')								
d_c	=	$1 + 0.4 \times D_f / B$					=	1.205
d_r	=	$1 + 2 \times \tan \Phi \times (1 - \sin \Phi)^2 \times D_f / B$					=	1.131
d_q	=	1					=	1.000
지 반 계 수 (수 평 지 반),								
g_c	=	$1 - \psi^\circ / 147^\circ$					=	1.000
g_r	=	$g_q = (1 - 0.5 \tan \psi^\circ)^5$					=	1.000
기 초 계 수 (수 평 지 반),								
g_c	=	$1 - \eta^\circ / 147^\circ$					=	1.000
b_r	=	$\exp(-2.7 \times \eta \times \tan \Phi)$					=	1.000
b_q	=	$\exp(-2 \times \eta \times \tan \Phi)$					=	1.000

⑤ 지반의 극한지지력(qu) 산정결과

구분	Terzaghi	Meyerhof	Hansen	평균값 적용
교 축	5.923 MPa	8.470 MPa	6.707 MPa	7.033 MPa
교 축 직 각	5.923 MPa	8.470 MPa	6.707 MPa	7.033 MPa

⑥ 지반반력 산정

구 분	구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	작용폭	$x_L = 3 \times (B/2 - e_L) = 9.293 > 8.000$	사다리꼴 분포
	지반반력	$q_{\max, \min} = (V/L/B) \pm (6 \times ML/L/B^2)$	$q_{\max} = 0.378 \text{ MPa}$
			$q_{\min} = 0.073 \text{ MPa}$
교 축 직 각	작용폭	$x_T = 3 \times (L/2 - e_T) = 7.293 \leq 8.000$	삼각형 분포
	지반반력	$q_{\max} = (2 \times V)/(B \times x_T)$	$q_{\max} = 0.494 \text{ MPa}$
			$q_{\min} = 0.000 \text{ MPa}$

⑦ 지지력에 대한 안정성 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	$q_u / q_a = 18.631 \geq 2.000$	O.K
교 축 직 각	$q_u / q_a = 14.238 \geq 2.000$	O.K

(c) 활동에 대한 안정성 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	$H_c / H_L = 11.079 \geq 1.200$	O.K
교 축 직 각	$H_c / H_T = 6.891 \geq 1.200$	O.K

여기서,

전단저항력, $H_c = c_B \times A' + V \times \tan \Phi_B$

기초저면과 지반의 부착력,

$$c_B = 0$$

기초저면과 지반과의 마찰계수,

$$\tan \Phi_B = 0.6$$

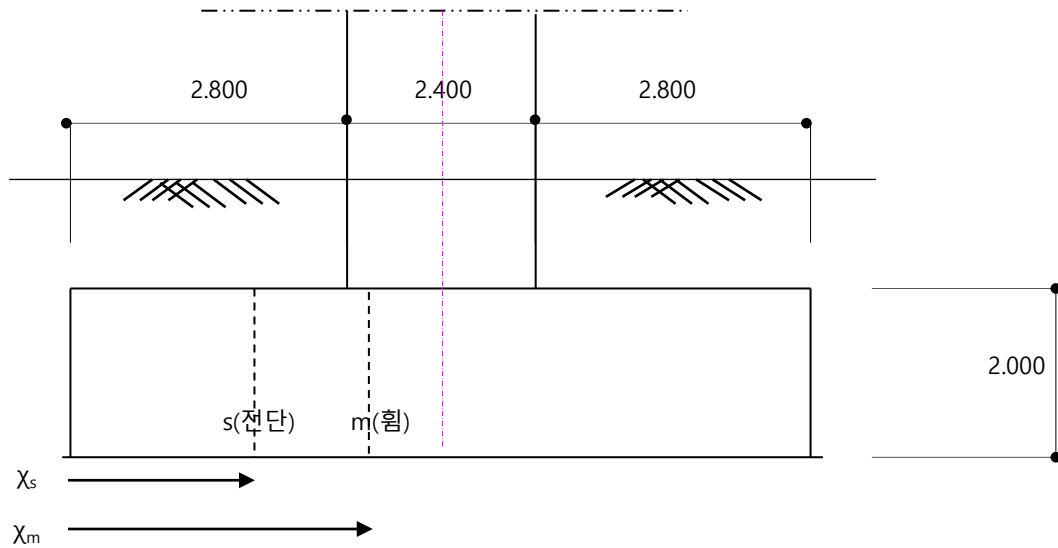
3) 단면 검토

(a) 교축방향

① 위험단면 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\chi_m = 2.800 + (2.400 - 2.127)/2$	2.937 m
전단	$\chi_s = 2.937 - 1.900/2$	1.987 m

② 교축방향 위험단면



③ 위험단면에서의 반력크기

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$q_m = ((q_{max} - q_{min}) \times (\chi_L - \chi_m) / \chi_L) + q_{min}$	0.281 MPa
전단	$q_s = ((q_{max} - q_{min}) \times (\chi_L - \chi_s) / \chi_L) + q_{min}$	0.312 MPa

④ 단면력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
기초자중에 의한 단면력	$M_{기초} = h \times \chi_m \times L \times \gamma_c \times l$	1725 kN·m
	$V_{기초} = h \times \chi_s \times L \times \gamma_c$	795 kN
상재하중에 의한 단면력	$M_{상재} = h' \times \chi_m \times L \times \gamma_t \times l$	1376 kN·m
	$V_{상재} = h' \times \chi_s \times L \times \gamma_t$	634 kN
지반반력에 의한 단면력	$M_{지반} = [q_m \times \chi_m^2 / 2 + (q_{max} - q_m) / 2 \times 2 \times \chi_m^2 / 3] \times L$	11914 kN·m
	$V_{지반} = (q_s \times \chi_s + (q_{max} - q_s) / 2 \times \chi_s) \times L$	5482 kN
기초의 단면력	$M_u = M_{지반} - M_{기초} - M_{상재}$	8813 kN·m
	$V_u = V_{지반} - V_{기초} - V_{상재}$	4053 kN

⑤ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
힘	$\Phi M_n = 34252 \geq 8813$	O.K
전단	$\Phi V_n = 12411 \geq 4053$	O.K

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

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

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

$$b = 8000 \text{ mm} \quad d = 1900 \text{ mm}$$

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

- 힘 검토 1단 : D 32 - 78 ea

$$A_s = 61948 \text{ mm}^2$$

$$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 113.9 \text{ mm}$$

- 전단 검토

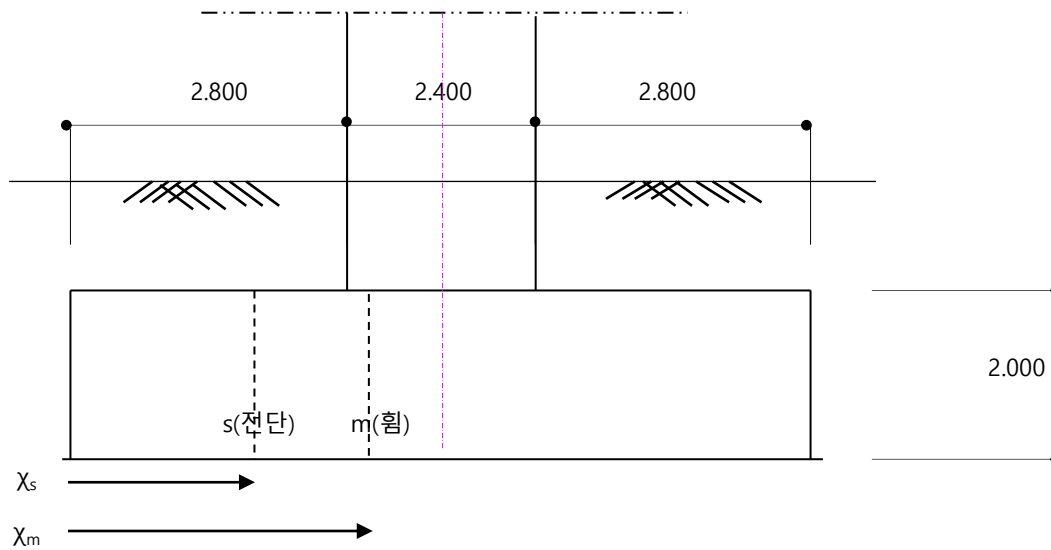
$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 12411 \text{ kN}$$

(b) 교축직각방향

① 위험단면 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\chi_m = 2.800 + (2.400 - 2.127)/2$	2.937 m
전단	$\chi_s = 2.937 - 1.875/2$	1.999 m

② 교축직각방향 위험단면



③ 위험단면에서의 반력크기

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$q_m = ((q_{max} - q_{min}) \times (\chi_T - \chi_m) / \chi_T) + q_{min}$	0.295 MPa
전단	$q_s = ((q_{max} - q_{min}) \times (\chi_T - \chi_s) / \chi_T) + q_{min}$	0.359 MPa

④ 단면력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
기초자중에 의한 단면력	$M_{기초} = h \times \chi_m \times B \times \gamma_c \times l$	1725 kN·m
	$V_{기초} = h \times \chi_s \times B \times \gamma_c$	800 kN
상재하중에 의한 단면력	$M_{상재} = h' \times \chi_m \times B \times \gamma_t \times l$	1376 kN·m
	$V_{상재} = h' \times \chi_s \times B \times \gamma_t$	638 kN
지반반력에 의한 단면력	$M_{지반} = [q_m \times \chi_m^2 / 2 + (q_{max} - q_m) / 2 \times 2 \times \chi_m^2 / 3] \times B$	14752 kN·m
	$V_{지반} = (q_s \times \chi_s + (q_{max} - q_s) / 2 \times \chi_s) \times B$	6817 kN
기초의 단면력	$M_u = M_{지반} - M_{기초} - M_{상재}$	11651 kN·m
	$V_u = V_{지반} - V_{기초} - V_{상재}$	5379 kN

⑤ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
힘	$\Phi M_n = 27029 \geq 11651$	O.K
전단	$\Phi V_n = 12247 \geq 5379$	O.K

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

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

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

$$b = 8000 \text{ mm} \quad d = 1875 \text{ mm}$$

$$\phi_f = 1.000 \quad \phi_v = 1.000$$

- 힘 검토 1단 : D 32 - 62 ea

$$A_s = 49240 \text{ mm}^2$$

$$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 90.5 \text{ mm}$$

- 전단 검토

$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 12247 \text{ kN}$$

4) 결과 요약

구 분			보유성능	소요성능	S.F	판정
안정성 검토	전도	교축	3.200	0.902	3.547	O.K
		교축직각	3.200	1.569	2.040	O.K
	지지력	교축	18.631	2.000	9.315	O.K
		교축직각	14.238	2.000	7.119	O.K
	활동	교축	11.079	1.200	9.233	O.K
		교축직각	6.891	1.200	5.743	O.K
단면 검토	힘	교축	34252	8813	3.886	O.K
		교축직각	27029	11651	2.320	O.K
	전단	교축	12411	4053	3.062	O.K
		교축직각	12247	5379	2.277	O.K

11. 기초부 평가

- 지진력 산정

- ▶ 교축 및 교축직각방향의 탄성지진력과 교각의 단면강도를 비교하여 작은것을 지진하중으로 하고 이 하중을 기본으로 하여 기초부에 요구되는 소요성능을 산정하였다.

(1) P3

• 기초부 교축방향

$$\begin{aligned} - M_E^L &= \text{Min} [M_n^L, M_{E,comb}^L] &= \text{Min} [24,668, 12,540] \\ &= 12,540 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - V_E^L &= \text{Min} [V_n^L, V_{E,comb}^L] &= \text{Min} [1,689, 1,274] \\ &= 1,274 \text{ kN} \end{aligned}$$

• 기초부 교직방향

$$\begin{aligned} - M_E^T &= \text{Min} [M_n^T, M_{E,comb}^T] &= \text{Min} [24,669, 12,961] \\ &= 12,961 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - V_E^T &= \text{Min} [V_n^T, V_{E,comb}^T] &= \text{Min} [1,530, 892] \\ &= 892 \text{ kN} \end{aligned}$$

1) 교축방향 지진력

• 교각하단의 작용력

$$\begin{aligned} - \text{연직력} &: N &= 9,843 &\times 1 &= 9,843 \text{ kN} \\ - \text{수평력} &: H &= 1,274 &\times 1 &= 1,274 \text{ kN} \\ - \text{모멘트} &: M &= 12,540 &\times 1 &= 12,540 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

2) 교축직각방향 지진력

• 교각하단의 작용력

$$\begin{aligned} - \text{연직력} &: N &= 9,843 &\times 1 &= 9,843 \text{ kN} \\ - \text{수평력} &: H &= 892 &\times 1 &= 892 \text{ kN} \\ - \text{모멘트} &: M &= 12,961 &\times 1 &= 12,961 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

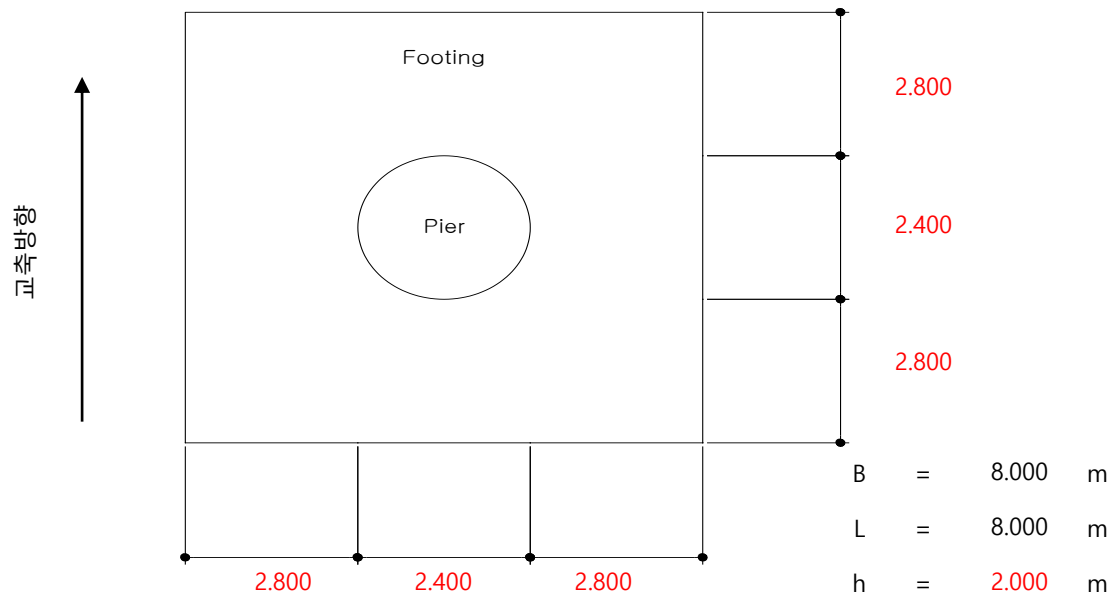
3) 기초 하단 지진력

구 분	연직력 N(kN)	수평력 H(kN)	모멘트 M(kN·m)	비 고
교 축 방 향	9,843	1,274	12,540	
교축직각방향	9,843	892	12,961	

11. 기초부 평가

11.3 교각 3

11.3.1 검토조건



11.3.2 내진성능평가

1) 기초의 두께 검토

구 분	계 산 과 정			결 과
$\beta\lambda$	0.516	<	1.000	강제취급
β	$= \sqrt[4]{((3 \times k)/(E \times h^3))}$	=	0.184	m^{-1}
k	$= K_V = K_{V0} \times (B_V / 0.3)^{-3/4}$	=	79535	kN/m^3
K_{V0}	$= 1/0.3 \times \alpha \times E_0$	=	933333	kN/m^3
E_0	$= 2800 \times N$	=	140000	kN/m^2
E	$= 8,500 \sqrt[3]{f_{cu}}$	=	25811	Mpa
λ	$= \text{Max}[l, b]$	=	2.800	m

2) 안정성 검토

(a) 전도에 대한 안정성 검토

① 전도에 대한 안정성 검토

구 분	계 산 과 정			결 과
교축	$e_L = M_L / V =$	0.958	$\leq$ 3.200	O.K
교축직각	$e_T = M_T / V =$	0.936	$\leq$ 3.200	O.K

※ 지진시 직접기초에 작용하는 하중의 합력이 작용하는 위치는 바닥판 중심

으로부터 바닥판 폭×0.4 이내에 있어야 한다. ($e < B \times 0.4$)

(b) 지지력에 대한 안정성 검토

① 극한지지력 산정에 필요한 공통사항

- 하중의 편심을 고려한 기초의 유효재하폭,

$$B_f' = B_f - 2 \times e_L = 6.085 \text{ m}$$

- 하중의 편심을 고려한 기초의 유효재하길이,

$$L_f' = L_f - 2 \times e_T = 6.128 \text{ m}$$

- 기초의 근입깊이,

$$D_f = 4.400 \text{ m}$$

- 근입지반의 단위중량,

$$\gamma_1 = 19.000 \text{ kN/m}^3$$

- 지지지반의 단위중량,

$$\gamma_2 = 23.000 \text{ kN/m}^3$$

- 지지지반의 점착력,

$$c = 0$$

- 지지지반의 내부마찰각,

$$\Phi = 35^\circ$$

② Terzaghi 제안식에 의한 지반의 극한지지력(q_u) 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
교축	$q_u = \alpha \times c \times N_c + \beta \times \gamma_2 \times B_f' \times N_r + \gamma_1 \times D_f \times N_q$	6.111 MPa
교축직각	$q_u = \alpha \times c \times N_c + \beta \times \gamma_2 \times B_f' \times N_r + \gamma_1 \times D_f \times N_q$	6.111 MPa

$$\text{형상계수, } \alpha = 1.300 \quad \beta = 0.400$$

$$N_c = 57.8 \quad N_q = 41.4 \quad N_r = 47.3$$

③ Meyerhof 제안식에 의한 지반의 극한지지력(q_u) 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
교축	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot B_f' \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot i_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q$	8.138 MPa
교축직각	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot B_f' \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot i_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q$	8.138 MPa

$$\text{여기서, } K_p = \tan^2(45 + \Phi/2) = 3.690$$

$$\text{교축방향 형상계수, } s_c = 1 + 0.2 \times K_p \times B_f' / L_f' = 1.733$$

$$s_r = s_q = 1 + 0.1 \times K_p \times B_f' / L_f' = 1.366$$

$$\text{교축직각방향 형상계수, } s_c = 1 + 0.2 \times K_p \times B_f' / L_f' = 1.733$$

$$s_r = s_q = 1 + 0.1 \times K_p \times B_f' / L_f' = 1.366$$

$$\text{교축방향 깊이계수, } d_c = 1 + 0.2 \times D_f' / B \times \sqrt{K_p} = 1.211$$

$$d_r = d_q = 1 + 0.1 \times D_f' / B \times \sqrt{K_p} = 1.106$$

$$\text{교축직각방향 깊이계수, } d_c = 1 + 0.2 \times D_f' / B \times \sqrt{K_p} = 1.211$$

$$d_r = d_q = 1 + 0.1 \times D_f' / B \times \sqrt{K_p} = 1.106$$

$$\text{경사계수, } i_c = i_q = (1 - \beta/90)^2 = 1.000$$

$$i_r = (1 - \beta/\Phi)^2 = 1.000$$

$$N_c = 46.1 \quad N_q = 33.3 \quad N_r = 37.2$$

④ Hansen 제안식에 의한 지반의 극한지지력(qu) 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot g_c \cdot b_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot B_f' \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot g_r \cdot b_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot g_q \cdot b_q$	6.508 MPa
교 축 직 각	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot g_c \cdot b_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot B_f' \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot g_r \cdot b_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot g_q \cdot b_q$	6.508 MPa

여기서는 경사계수 미고려

N_c	=	46.1	N_q	=	33.3	N_r	=	37.2
교 축 방 향 형 상 계 수,								
			$s_c = 1 + B_f' / L_f' \times N_q / N_c$			=		1.717
			$s_r = 1 - 0.4 \times B_f' / L_f' \geq 0.6$			=		0.603
			$s_q = 1 + B_f' / L_f' \times \tan \Phi$			=		1.695
교 축 직 각 방 향 형 상 계 수,								
			$s_c = 1 + B_f' / L_f' \times N_q / N_c$			=		1.717
			$s_r = 1 - 0.4 \times B_f' / L_f' \geq 0.6$			=		0.603
			$s_q = 1 + B_f' / L_f' \times \tan \Phi$			=		1.695
교 축 방 향 깊 이 계 수, (Df ≤ Bf')								
d_c	=	$1 + 0.4 \times D_f / B$				=		1.220
d_r	=	$1 + 2 \times \tan \Phi \times (1 - \sin \Phi)^2 \times D_f / B$				=		1.140
d_q	=	1				=		1.000
교 축 직 각 방 향 깊 이 계 수, (Df ≤ Lf')								
d_c	=	$1 + 0.4 \times D_f / B$				=		1.220
d_r	=	$1 + 2 \times \tan \Phi \times (1 - \sin \Phi)^2 \times D_f / B$				=		1.140
d_q	=	1				=		1.000
지 반 계 수 (수 평 지 반),								
g_c	=	$1 - \psi^\circ / 147^\circ$				=		1.000
g_r	=	$g_q = (1 - 0.5 \tan \psi^\circ)^5$				=		1.000
기 초 계 수 (수 평 지 반),								
g_c	=	$1 - \eta^\circ / 147^\circ$				=		1.000
b_r	=	$\exp(-2.7 \times \eta \times \tan \Phi)$				=		1.000
b_q	=	$\exp(-2 \times \eta \times \tan \Phi)$				=		1.000

⑤ 지반의 극한지지력(qu) 산정결과

구분	Terzaghi	Meyerhof	Hansen	평균값 적용
교 축	6.111 MPa	8.138 MPa	6.508 MPa	6.919 MPa
교 축 직 각	6.111 MPa	8.138 MPa	6.508 MPa	6.919 MPa

⑥ 지반반력 산정

구 분	구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	작용폭	$x_L = 3 \times (B/2 - e_L) = 9.127 > 8.000$	사다리꼴 분포
	지반반력	$q_{\max, \min} = (V/L/B) \pm (6 \times ML/L/B^2)$	$q_{\max} = 0.423 \text{ MPa}$
			$q_{\min} = 0.069 \text{ MPa}$
교 축 직 각	작용폭	$x_T = 3 \times (L/2 - e_T) = 9.193 > 8.000$	사다리꼴 분포
	지반반력	$q_{\max, \min} = (V/B/L) \pm (6 \times MT/B/L^2)$	$q_{\max} = 0.419 \text{ MPa}$
			$q_{\min} = 0.073 \text{ MPa}$

⑦ 지지력에 대한 안정성 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	$q_u / q_a = 16.358 \geq 2.000$	O.K
교 축 직 각	$q_u / q_a = 16.515 \geq 2.000$	O.K

(c) 활동에 대한 안정성 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	$H_c / H_L = 7.423 \geq 1.200$	O.K
교 축 직 각	$H_c / H_T = 10.600 \geq 1.200$	O.K

여기서,

전단저항력, $H_c = c_B \times A' + V \times \tan \Phi_B$

기초저면과 지반의 부착력,

$$c_B = 0$$

기초저면과 지반과의 마찰계수,

$$\tan \Phi_B = 0.6$$

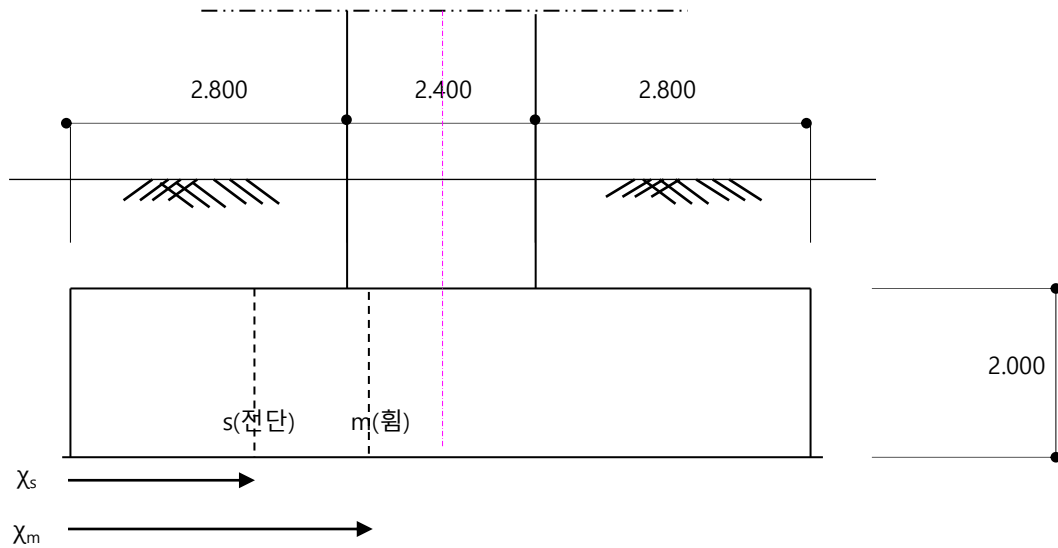
3) 단면 검토

(a) 교축방향

① 위험단면 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\chi_m = 2.800 + (2.400 - 2.127)/2$	2.937 m
전단	$\chi_s = 2.937 - 1.900/2$	1.987 m

② 교축방향 위험단면



③ 위험단면에서의 반력크기

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$q_m = ((q_{max} - q_{min}) \times (\chi_L - \chi_m) / \chi_L) + q_{min}$	0.309 MPa
전단	$q_s = ((q_{max} - q_{min}) \times (\chi_L - \chi_s) / \chi_L) + q_{min}$	0.346 MPa

④ 단면력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
기초자중에 의한 단면력	$M_{기초} = h \times \chi_m \times L \times \gamma_c \times l$	1725 kN·m
	$V_{기초} = h \times \chi_s \times L \times \gamma_c$	795 kN
상재하중에 의한 단면력	$M_{상재} = h' \times \chi_m \times L \times \gamma_t \times l$	1573 kN·m
	$V_{상재} = h' \times \chi_s \times L \times \gamma_t$	725 kN
지반반력에 의한 단면력	$M_{지반} = [q_m \times \chi_m^2 / 2 + (q_{max} - q_m) / 2 \times 2 \times \chi_m^2 / 3] \times L$	13282 kN·m
	$V_{지반} = (q_s \times \chi_s + (q_{max} - q_s) / 2 \times \chi_s) \times L$	6111 kN
기초의 단면력	$M_u = M_{지반} - M_{기초} - M_{상재}$	9984 kN·m
	$V_u = V_{지반} - V_{기초} - V_{상재}$	4591 kN

⑤ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
힘	$\Phi M_n = 34252 \geq 9984$	O.K
전단	$\Phi V_n = 12411 \geq 4591$	O.K

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

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

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

$$b = 8000 \text{ mm} \quad d = 1900 \text{ mm}$$

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

- 힘 검토 1단 : D 32 - 78 ea

$$A_s = 61948 \text{ mm}^2$$

$$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 113.9 \text{ mm}$$

- 전단 검토

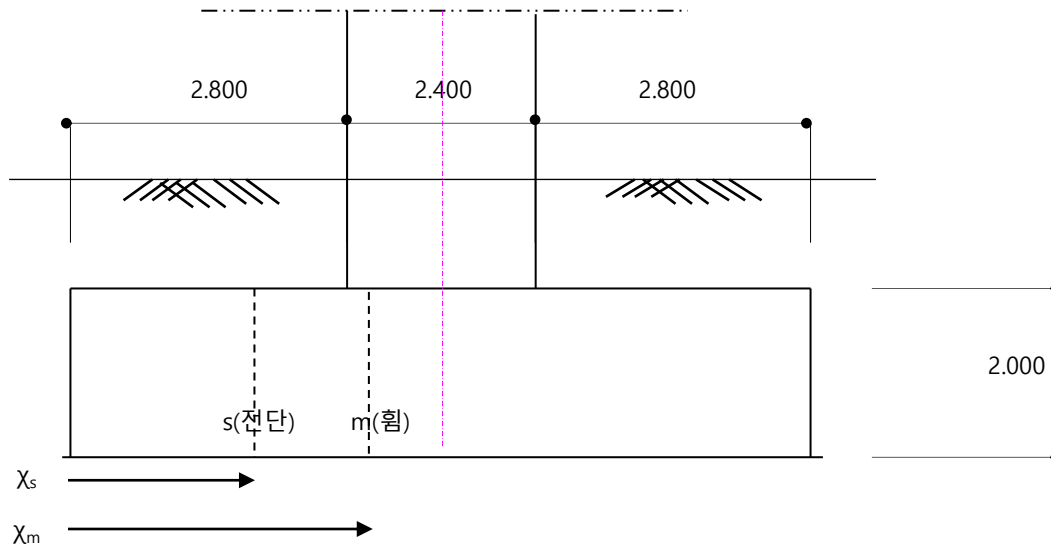
$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 12411 \text{ kN}$$

(b) 교축직각방향

① 위험단면 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\chi_m = 2.800 + (2.400 - 2.127)/2$	2.937 m
전단	$\chi_s = 2.937 - 1.875/2$	1.999 m

② 교축직각방향 위험단면



③ 위험단면에서의 반력크기

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$q_m = ((q_{max} - q_{min}) \times (\chi_T - \chi_m) / \chi_T) + q_{min}$	0.309 MPa
전단	$q_s = ((q_{max} - q_{min}) \times (\chi_T - \chi_s) / \chi_T) + q_{min}$	0.344 MPa

④ 단면력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
기초자중에 의한 단면력	$M_{기초} = h \times \chi_m \times B \times \gamma_c \times l$	1725 kN·m
	$V_{기초} = h \times \chi_s \times B \times \gamma_c$	800 kN
상재하중에 의한 단면력	$M_{상재} = h' \times \chi_m \times B \times \gamma_t \times l$	1573 kN·m
	$V_{상재} = h' \times \chi_s \times B \times \gamma_t$	729 kN
지반반력에 의한 단면력	$M_{지반} = [q_m \times \chi_m^2 / 2 + (q_{max} - q_m) / 2 \times 2 \chi_m^2 / 3] \times B$	13182 kN·m
	$V_{지반} = (q_s \times \chi_s + (q_{max} - q_s) / 2 \times \chi_s) \times B$	6099 kN
기초의 단면력	$M_u = M_{지반} - M_{기초} - M_{상재}$	9884 kN·m
	$V_u = V_{지반} - V_{기초} - V_{상재}$	4570 kN

⑤ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
힘	$\Phi M_n = 27029 \geq 9884$	O.K
전단	$\Phi V_n = 12247 \geq 4570$	O.K

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

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

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

$$b = 8000 \text{ mm} \quad d = 1875 \text{ mm}$$

$$\phi_f = 1.000 \quad \phi_v = 1.000$$

- 힘 검토 1단 : D 32 - 62 ea

$$A_s = 49240 \text{ mm}^2$$

$$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 90.5 \text{ mm}$$

- 전단 검토

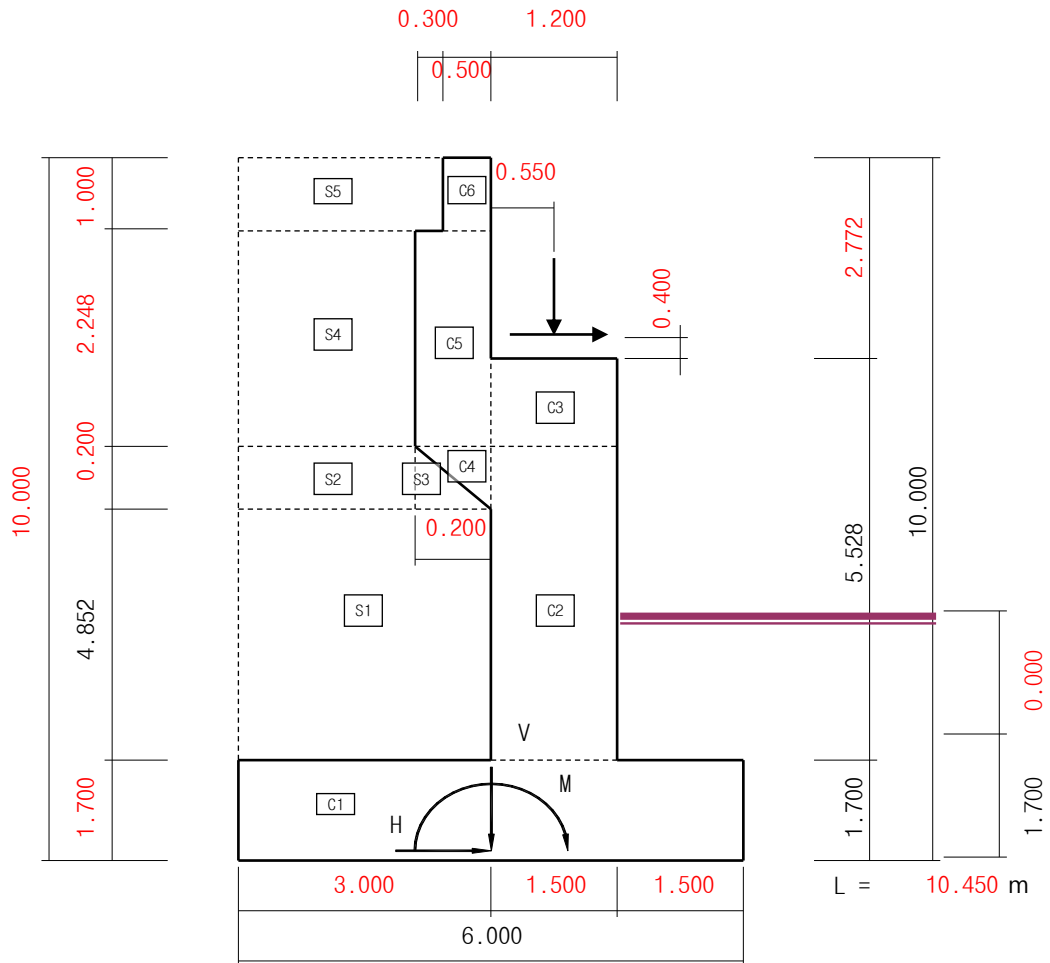
$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 12247 \text{ kN}$$

4) 결과 요약

구 분			보유성능	소요성능	S.F	판정
안정성 검토	전도	교축	3.200	0.958	3.342	O.K
		교축직각	3.200	0.936	3.419	O.K
	지지력	교축	16.358	2.000	8.179	O.K
		교축직각	16.515	2.000	8.258	O.K
	활동	교축	7.423	1.200	6.186	O.K
		교축직각	10.600	1.200	8.833	O.K
단면 검토	힘	교축	34252	9984	3.431	O.K
		교축직각	27029	9884	2.735	O.K
	전단	교축	12411	4591	2.703	O.K
		교축직각	12247	4570	2.680	O.K

12. 기초부 평가(교대평가)

1) 교대 구체 하중산정



구분		체적	단위중량	수직력	수평지진계수	수평력	팔길이		모멘트	
		A	γ	W	K_h	H	x	y	Mx	My
구체	C1	10.200	25.00	255.000	0.077	19.635	3.000	0.850	765.000	16.690
	C2	7.578	25.00	189.450	0.077	14.588	2.250	4.226	426.26	61.647
	C3	0.571	25.00	14.280	0.077	1.100	2.100	6.990	29.99	7.686
	C4	0.020	25.00	0.500	0.077	0.039	3.067	6.685	1.533	0.257
	C5	1.798	25.00	44.960	0.077	3.462	3.100	7.876	139.376	27.266
	C6	0.500	25.00	12.500	0.077	0.963	1.750	9.500	21.875	9.144
	소계	20.668		516.690		39.785			1384.035	122.690
뒷채움	S1	14.556	20.00	291.120	0.077	22.416	4.500	4.126	1310.040	92.489
	S2	0.560	20.00	11.200	0.077	0.862	4.600	6.652	51.520	5.737
	S3	0.020	20.00	0.400	0.077	0.031	3.133	6.619	1.253	0.204
	S4	6.294	20.00	125.888	0.077	9.693	4.600	7.876	579.085	76.345
	S5	3.100	20.00	62.000	0.077	4.774	4.450	9.500	275.900	45.353
	소계	24.530		490.608		37.777			2217.798	220.128
총 계				1007.298		77.562			3601.833	342.818

※ 수평력(지진시 관성력) $H = K_h \times V_i$

(수평지진계수, $K_h = 0.5A = 0.5 \times 0.154 = 0.077$)

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	23.0	
	내부마찰각 (Φ_2)	°	35	
	N값	-	50	
	극한지지력(q_u)	kN/m ²	900	
가속도 계수	$S = Z \times I$	g	0.154	(0.11 x 1.4)
교대	콘크리트 압축강도	Mpa	24	
	철근 항복강도	Mpa	300	
	단위중량	kN/m ³	25	

3) 교대 받침부 하중

구 분	SH1	SH2	SH3	SH4	SH5	SH6	SH7
반력(kN)	578	596	607	626	663		
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)

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta + \beta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(i - \beta)}} \right]^2} = 0.314$$

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

② 토압 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
P_{AE}	안정검토시 $= 1/2 \times \gamma_1 \times H^2 \times K_{AE} = 1/2 \times 20 \times 10 \times 0.314$	313.8 kN
	단면검토시 $= 1/2 \times \gamma_1 \times H^2 \times K_{AE} = 1/2 \times 20 \times 8.3 \times 0.314$	216.17682 kN

H(안정검토) = 10.000 m , 지진시 토압 작용높이 y = H/2 = 5 m
H(단면검토) = 8.300 m , 지진시 토압 작용높이 y = H/2 = 4.15 m
※ 안정검토시 H는 기초하면을 기준으로, 단면검토시 H는 기초 상면을 기준으로 한다

③ 뒷채움 지표면의 상재하중 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
P_I	$= q_1 \times B_{q1} = 10 \times 2.5$	25 kN

q_1 = 뒷채움 지표면의 상재하중 = 10.0 kN/m
 B_{q1} = 상재하중 분포길이 = 2.5 m
X = 상재하중 작용 위치 = 4.75 m

④ 상부구조에 의한 하중산정

구 분	계 산 과 정	결 과
R_u	$= R \div (B_{abut} / \sin(90-\theta)) = 3070 \div (10.45 / \sin(90-0))$	294 kN/m

R = 교대상부 고정하중에 의한 연직반력의 총 합 = 3070 kN
 B_{abut} = 교대 총 폭 = 10.450 m
 θ = 교량의 경사각 = 0 °

⑤ 고정단 하부구조에 작용하는 관성력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
F_M	$= F1 + F2$	44.1 kN/m

f_s = 받침 마찰계수 = 0.15
(POT = 0.05 , 그외 = 0.15)
 K_h = 설계 수평지진계수 = 0.077
F1 = $R_u \times f_s \times K_h \times \cos(90-\theta)$ = 0.000 kN
F2 = $R_u \times f_s \times K_h \times \sin(90-\theta)$ = 44.100 kN

12. 교대평가

12.1 교대 A1

1) 기초의 두께 검토

구 분	계 산 과 정		결 과
$\beta \cdot \lambda$	0.626	< 1.000	강제취급
$\beta = \sqrt[4]{((3 \times k)/(E \times h^3))}$		= 0.209	m^{-1}
$k = K_V = K_{V0} \times (B_V / 0.3)^{-3/4}$		= 80150	kN/m^3
$K_{V0} = 1/0.3 \times \alpha \times E_0$		= 933333	kN/m^3
$E_0 = 2800 \times N$		= 140000	kN/m^2
$E = 8,500 \sqrt[3]{f_{cu}}$		= 25811	Mpa
$\lambda = \text{Max}[l, b]$		= 3.000	m

2) 지진시 작용하중 하중조합

구분	수직력	수평력	작용거리(m)		모멘트 (kN·m)	
	(kN)	(kN)	X	Y	M_r	M_o
교대구체	516.690	39.785	-	-	1384.035	122.690
뒷채움제	490.608	37.777	-	-	2217.798	220.128
배면토압	-	313.800	-	5.000	-	1569.000
연직반력	294.000	-	2.150	-	632.100	-
관성력	-	44.100	-	7.228	-	318.755
하중조합	1301.298	435.462	-	-	4233.933	2230.573

3) 안정성 검토

(a) 전도에 대한 안정성 검토

① 전도에 대한 안정성 검토

구 분	계 산 과 정		결 과
안전률	$M_r / M_o =$	1.898 > 1.500	O.K
허용폭	$e = B/2 - (M_r - M_o)/V$	1.460 ≤ 2.000	O.K

※ 지진시 직접기초에 작용하는 하중의 합력이 작용하는 위치는 바닥판 중심

으로부터 바닥판 폭의 1/3이내에 있어야 한다. ($e < B/3$)

(b) 지지력에 대한 안정성 검토

① 극한지지력 산정에 필요한 공통사항

- 하중의 편심을 고려한 기초의 유효재하폭,

$$Bf' = Bf - 2 \times e_L = 3.079 \text{ m}$$

- 기초의 근입깊이, $Df = 1.700 \text{ m}$

- 근입지반의 단위중량, $\gamma_1 = 20.000 \text{ kN/m}^3$

- 지지지반의 단위중량, $\gamma_2 = 23.000 \text{ kN/m}^3$

- 지지지반의 점착력, $c = 0$

- 지지지반의 내부마찰각, $\Phi = 35^\circ$

② Terzaghi 제안식에 의한 지반의 극한지지력(q_u) 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
지지력	$q_u = \alpha \times c \times N_c + \beta \times \gamma_2 \times Bf' \times Nr + \gamma_1 \times Df \times N_q$	2.891 MPa

형상계수(장방향기초), $\alpha = 1.172$ $\beta = 0.443$

$N_c = 57.8$ $N_q = 41.4$ $Nr = 47.3$

③ Meyerhof 제안식에 의한 지반의 극한지지력(q_u) 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
지지력	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot Bf' \cdot Nr \cdot s_r \cdot d_r \cdot i_r + \gamma_1 \cdot Df \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q$	3.004 MPa

여기서, $Kp = \tan^2(45 + \Phi/2) = 3.690$

형상계수, $s_c = 1 + 0.2 \times Kp \times Bf'/L = 1.217$

$s_r = s_q = 1 + 0.1 \times Kp \times Bf'/L = 1.109$

깊이계수, $d_c = 1 + 0.2 \times Df'/Bf' \times \sqrt{Kp} = 1.212$

$d_r = d_q = 1 + 0.1 \times Df'/Bf' \times \sqrt{Kp} = 1.106$

경사계수, $i_c = i_q = (1 - \beta/90)^2 = 1.000$

$i_r = (1 - \beta/\Phi)^2 = 1.000$

$N_c = 46.1$ $N_q = 33.3$ $Nr = 37.2$

④ Hansen 제안식에 의한 지반의 극한지지력(qu) 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
지지력	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot g_c \cdot b_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot B_f' \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot g_r \cdot b_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot g_q \cdot b_q$	2.691 MPa

여기서는 경사계수 미고려

N_c	=	46.1	N_q	=	33.3	N_r	=	37.2
형상계수,			$s_c = 1 + B_f' / L \times N_q / N_c$			=		1.213
			$s_r = 1 - 0.4 \times B_f' / L \geq 0.6$			=		0.882
			$s_q = 1 + B_f' / L \times \tan \Phi$			=		1.206
깊이계수,			$(D_f \leq B_f')$					
d_c	=	$1 + 0.4 \times D_f / B_f'$				=		1.221
d_r	=	$1 + 2 \times \tan \Phi \times (1 - \sin \Phi)^2 \times D_f / B_f'$				=		1.141
d_q	=	1				=		1.000
지반계수(수평지반),								
g_c	=	$1 - \psi^\circ / 147^\circ$				=		1.000
g_r	=	$g_q = (1 - 0.5 \tan \psi^\circ)^5$				=		1.000
기초계수(수평지반),								
g_c	=	$1 - \eta^\circ / 147^\circ$				=		1.000
b_r	=	$\exp(-2.7 \times \eta \times \tan \Phi)$				=		1.000
b_q	=	$\exp(-2 \times \eta \times \tan \Phi)$				=		1.000

⑤ 지반의 극한지지력(qu) 산정결과

구분	Terzaghi	Meyerhof	Hansen	평균값 적용
지지력	2.891 MPa	3.004 MPa	2.691 MPa	2.862 MPa

⑥ 지지력에 대한 안정성 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
작용폭	$x_L = 3 \times (B/2 - e_L) = 4.619 \leq 6.000$	삼각형 분포
검토	$q_u / q_a = 2.862 \geq 0.564$	O.K

(c) 활동에 대한 안정성 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
교축	$H_c / H_L = 1.793 \geq 1.200$	O.K

여기서, 전단저항력, $H_c = c_b \times A' + V \times \tan \Phi_B$

기초저면과 지반의 부착력,	c_b	=	0
기초저면과 지반과의 마찰계수,	$\tan \Phi_B$	=	0.6

4) 단면 검토

(a) 벽체의 단면력 검토

① 단면력 산정

구분	수평력 (kN)	전단력 (kN)	작용거리 (Y,m)	모멘트 (kN·m)
배면토압	216.177	216.177	4.150	897.134
교대구체	39.785	39.785	1.803	71.745
관성력	44.100	44.100	5.528	243.785
단면력		300.062		1212.664

여기서, 지진시 하중계수 : $\Phi = 1.0$

교대구체 수평력, H_i = 교대 기초부를 제외한 수평력 = 39.785 kN

$$M_o = \sum_{i=2}^6 ((H_i \times (Y_i - \text{교대기초}))) = 71.74533 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$Y = M_o / H_o = 1.803\text{m}$$

② 단면력 검토

구분	계산과정	결과
힘	$\Phi M_n = 14547 \geq 1213$	O.K
전단	$\Phi V_n = 13225 \geq 300$	O.K

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

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

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

$$b = 10450 \text{ mm} \quad d = 1550 \text{ mm}$$

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

- 힘 검토 1단 : D 22 - 82 ea

$$A_s = 31742 \text{ mm}^2$$

$$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 44.7 \text{ mm}$$

- 전단 검토

$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 13225 \text{ kN}$$

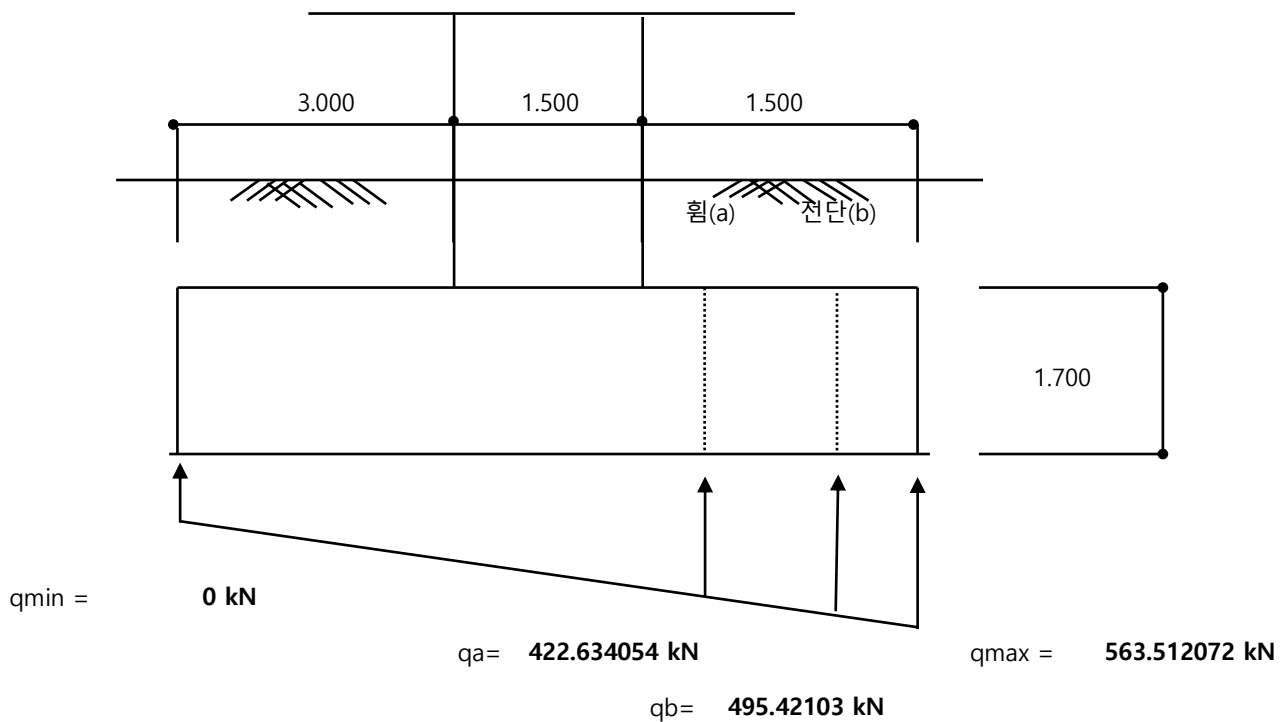
(b) 앞굽의 단면력 검토

① 위험단면 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
힘	a =	1.500 m
전단	b = 1.500 - 1.550/2	0.725 m

① 단면력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
기초자중에 의한 단면력	$M_{\text{기초}} = H \times a \times \gamma_c \times a/2$	48 kN·m
	$V_{\text{기초}} = H \times b \times \gamma_c$	33 kN
지반반력에 의한 단면력	$M_{\text{지반}} = q_a \times a^2/2 + (q_{\text{max}} - q_a)/2 \times a^2 \times 2/3$	581 kN·m
	$V_{\text{지반}} = q_b \times b + (q_{\text{max}} - q_b)/2 \times b$	900 kN
기초의 단면력	$M_u = M_{\text{지반}} - M_{\text{기초}}$	533 kN·m
	$V_u = V_{\text{지반}} - V_{\text{기초}}$	867 kN



② 단면력 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\Phi M_n = 14547 \geq 533$	O.K
전단	$\Phi V_n = 13225 \geq 867$	O.K

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

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

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

$$b = 10450 \text{ mm} \quad d = 1550 \text{ mm}$$

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

- 휨 검토 1단 : D 22 - 82 ea

$$A_s = 31742 \text{ mm}^2$$

$$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 44.7 \text{ mm}$$

- 전단 검토

$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 13225 \text{ kN}$$

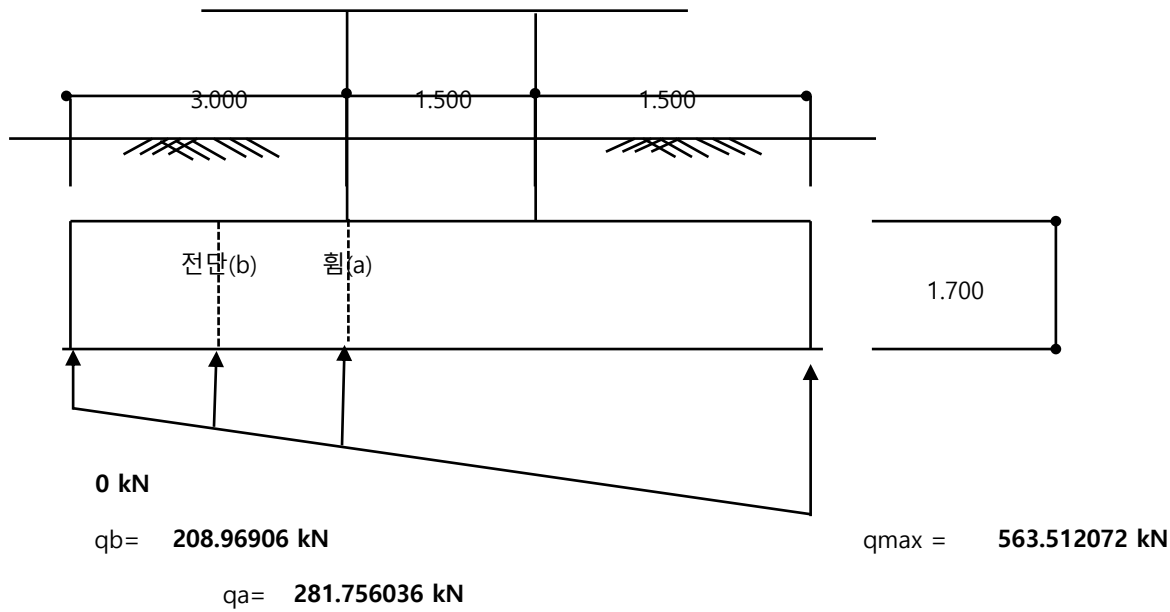
(c) 뒷굽의 단면력 검토

① 위험단면 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$a =$	3.000 m
전단	$b = 3.000 - 1.550/2$	2.225 m

① 단면력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
기초자중에 의한 단면력	$M_{\text{기초}} = H \times a \times \gamma_c \times a/2$	191 kN·m
	$V_{\text{기초}} = H \times b \times \gamma_c$	95 kN
뒷채움재에 의한 단면력	$M_{\text{상재}} = \sum V_i \times (X_{\text{뒷채움}} - (B - a))$	758 kN·m
	$V_{\text{상재}} = H_{\text{wall}} \times b \times \gamma_t$	462 kN
상재하중에 의한 단면력	$M_{\text{상재}} = P_i \times (X_{\text{상재}} - (B - a))$	44 kN·m
	$V_{\text{상재}} = q_i \times b$	56 kN
지반반력에 의한 단면력	$M_{\text{지반}} = [(q_a - q_{\min})/2 \times \{x - (b - a)\}^2]/3$	33 kN·m
	$V_{\text{지반}} = (q_b - q_{\min})/2 \times \{x - (b - a)\}$	218 kN
계수 단면력	$M_u = M_{\text{기초}} + M_{\text{뒷채움}} - M_{\text{상재}} - M_{\text{지반}}$	960 kN·m
	$V_u = V_{\text{기초}} + V_{\text{뒷채움}} + V_{\text{상재}} - V_{\text{지반}}$	394 kN



H_{wall} :	기초 상면의 뒷채움 높이	=	8.300	m
$\sum V_i$:	뒷채움 연직하중	=	490.608	kN
$X_{뒷채움}$		=	4.546	m
P_1 :	지표면의 상재하중	=	25.000	kN
$X_{상재}$:	상재하중 작용위치	=	4.750	m
X :	q_{min} 발생지점	=	1.311	m

② 단면력 검토

구 분	계 산 과 정				결 과
힘	ΦM_n	=	14547	$\geq$ 960	O.K
전단	ΦV_n	=	13225	$\geq$ 394	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	=	10450	mm	d	=	1550	mm
Φ_f	=	1.000		Φ_v	=	1.000	

- 힘 검토 1단 : D 22 - 82 ea

$$A_s = 31742 \text{ mm}^2$$

$$a = 44.7 \text{ mm}$$

- 전단 검토

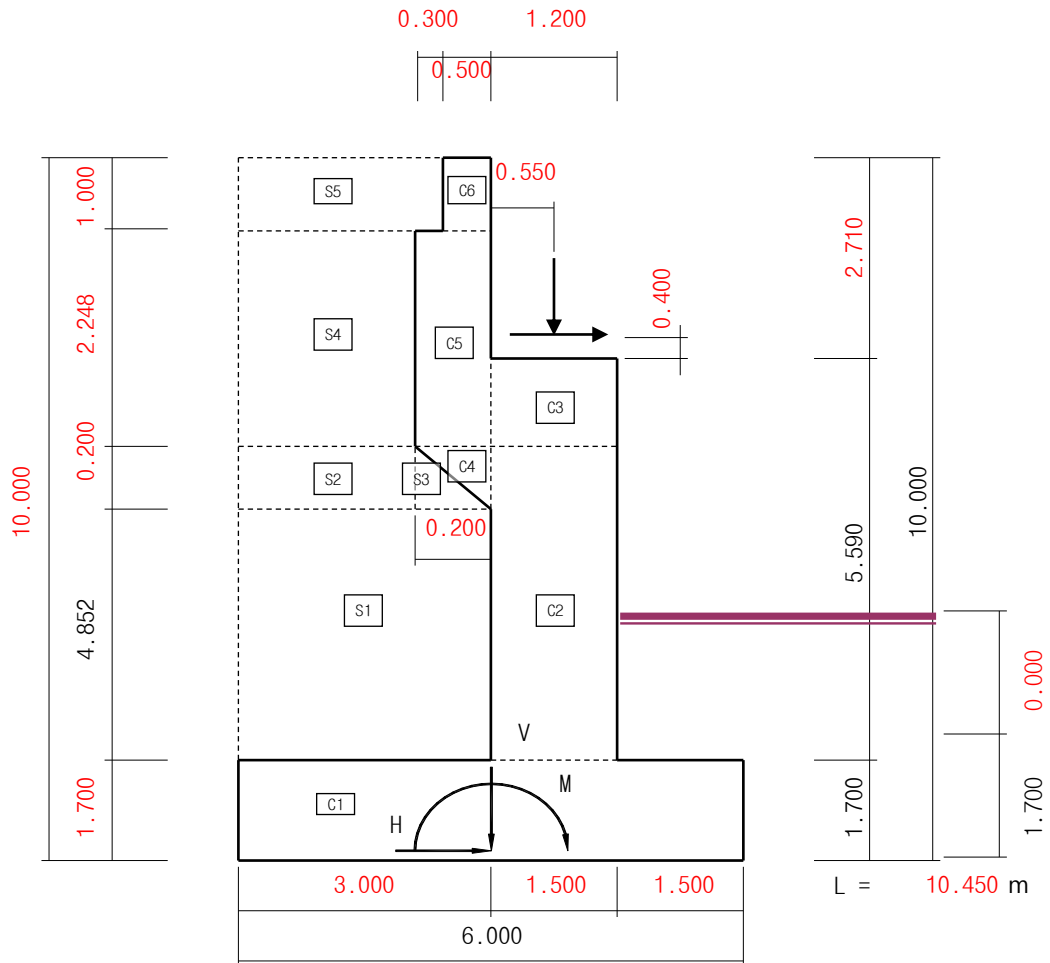
$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 13225 \text{ kN}$$

5) 결과 요약

구 분			보유성능	소요성능	S.F	판정
안정성 검토	전도	안전률	1.898	1.500	1.265	O.K
		허용폭	2.000	1.460	1.369	O.K
	지지력		2.862	0.564	5.079	O.K
	활동		1.793	1.200	1.494	O.K
단면검토	벽체	힘	14547	1213	11.996	O.K
		전단	13225	300	44.075	O.K
	앞굽	힘	14547	533	27.278	O.K
		전단	13225	867	15.251	O.K
	뒷굽	힘	14547	960	15.152	O.K
		전단	13225	394	33.577	O.K

12. 기초부 평가(교대평가)

1) 교대 구체 하중산정



구분		체적	단위중량	수직력	수평지진계수	수평력	팔길이		모멘트	
		A	γ	W	K_h	H	x	y	Mx	My
구체	C1	10.200	25.00	255.000	0.077	19.635	3.000	0.850	765.000	16.690
	C2	7.578	25.00	189.450	0.077	14.588	2.250	4.226	426.26	61.647
	C3	0.646	25.00	16.140	0.077	1.243	2.100	7.021	33.89	8.726
	C4	0.020	25.00	0.500	0.077	0.039	3.067	6.685	1.533	0.257
	C5	1.798	25.00	44.960	0.077	3.462	3.100	7.876	139.376	27.266
	C6	0.500	25.00	12.500	0.077	0.963	1.750	9.500	21.875	9.144
	소계	20.742		518.550		39.928			1387.941	123.730
뒷채움	S1	14.556	20.00	291.120	0.077	22.416	4.500	4.126	1310.040	92.489
	S2	0.560	20.00	11.200	0.077	0.862	4.600	6.652	51.520	5.737
	S3	0.020	20.00	0.400	0.077	0.031	3.133	6.619	1.253	0.204
	S4	6.294	20.00	125.888	0.077	9.693	4.600	7.876	579.085	76.345
	S5	3.100	20.00	62.000	0.077	4.774	4.450	9.500	275.900	45.353
	소계	24.530		490.608		37.777			2217.798	220.128
총 계				1009.158		77.705			3605.739	343.858

※ 수평력(지진시 관성력) $H = K_h \times V_i$

(수평지진계수, $K_h = 0.5A = 0.5 \times 0.154 = 0.077$)

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	23.0	
	내부마찰각 (Φ_2)	°	35	
	N값	-	50	
	극한지지력(q_u)	kN/m ²	900	
가속도 계수	$S = Z \times I$	g	0.154	(0.11 x 1.4)
교대	콘크리트 압축강도	Mpa	24	
	철근 항복강도	Mpa	300	
	단위중량	kN/m ³	25	

3) 교대 받침부 하중

구 분	SH1	SH2	SH3	SH4	SH5	SH6	SH7
반력(kN)	581	595	608	628	658		
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)

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta + \beta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(i - \beta)}} \right]^2} = 0.314$$

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

② 토압 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
P_{AE}	안정검토시 $= 1/2 \times \gamma_1 \times H^2 \times K_{AE} = 1/2 \times 20 \times 10 \times 0.314$	313.8 kN
	단면검토시 $= 1/2 \times \gamma_1 \times H^2 \times K_{AE} = 1/2 \times 20 \times 8.3 \times 0.314$	216.17682 kN

H(안정검토) = 10.000 m , 지진시 토압 작용높이 y = H/2 = 5 m
H(단면검토) = 8.300 m , 지진시 토압 작용높이 y = H/2 = 4.15 m

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

③ 뒷채움 지표면의 상재하중 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
P_I	$= q_1 \times B_{q1} = 10 \times 2.5$	25 kN

q_1 = 뒷채움 지표면의 상재하중 = 10.0 kN/m
 B_{q1} = 상재하중 분포길이 = 2.5 m
X = 상재하중 작용 위치 = 4.75 m

④ 상부구조에 의한 하중산정

구 분	계 산 과 정	결 과
R_u	$= R \div (B_{abut} / \sin(90-\theta)) = 3071 \div (10.45 / \sin(90-0))$	294 kN/m

R = 교대상부 고정하중에 의한 연직반력의 총 합 = 3071 kN
 B_{abut} = 교대 총 폭 = 10.450 m
 θ = 교량의 경사각 = 0 °

⑤ 고정단 하부구조에 작용하는 관성력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
F_M	$= F1 + F2$	44.1 kN/m

f_s = 받침 마찰계수 = 0.15
(POT = 0.05 , 그외 = 0.15)
 K_h = 설계 수평지진계수 = 0.077
F1 = $R_u \times f_s \times K_h \times \cos(90-\theta)$ = 0.000 kN
F2 = $R_u \times f_s \times K_h \times \sin(90-\theta)$ = 44.100 kN

12. 교대평가

12.2 교대 2

12.2.2 내진성능평가

1) 지진시 작용하중 하중조합

구분	수직력	수평력	작용거리(m)		모멘트 (kN·m)
	(kN)	(kN)	X	Y	M _r
교대구체	518.550	39.928	-	-	1387.941
뒷채움제	490.608	37.777	-	-	2217.798
배면토압	-	313.800	-	5.000	-
연직반력	294.000	-	2.150	-	632.100
관성력	-	44.100	-	7.290	-
하중조합	1303.158	435.605	-	-	4237.839

2) 말뚝 제원

말뚝종류	직경(mm)	두께(mm)	부식(mm)	길이(m)
강관말뚝	558.8	10.0	2	6.300

3) 안정성 검토

(a) 말뚝의 허용연직지지력 산정

① 말뚝의 허용연직압축지지력(Ra)

구분	계산과정	결과
Ra	말뚝재료(구조물기초기준), Qp	34334 kN
	N값 이용 지지력(구조물기초기준), Ru/n	1208 kN
	평균값	17771 kN

i) 말뚝재료에 의한 허용연직지지력 산정(구조물기초 설계기준 해설, 2018)

- 말뚝 본체의 허용압축하중은 말뚝 허용압축응력에 본체의 유효단면적을 곱한값에

장경비 및 말뚝이음에 의한 지지하중 감소를 고려하여 결정한다.

• 세장비에 의한 허용응력 감소의 한계치(L/d)

말뚝종류	n	세장비의 상한계
PC 말뚝	80	105
PHC 말뚝	85	110
강관말뚝	100	130
현장타설말뚝	60	80

• 말뚝이음에 대한 저감율(μ_2)

이음방법	용접이음	볼트식 이음	충전식 이음
감소율(%)	5/개소	10/개소	최소2개소 : 20/개소 3개소 이상 : 20/개소

$$\begin{aligned}
 Q_p &: (1 - (\mu_1 + \mu_2)/100) \times F_{ca} \times A_p = 34334 \quad \text{kN} \\
 \mu_1 &: \text{세장비에 대한 저감율 } (\mu_1 = L/d - n) = 0 \\
 \mu_2 &: \text{현장용접이음에 대한 저감율} = 0 \\
 F_{ca} &: \text{말뚝의 허용압축응력} = 140000 \quad \text{kN/m}^2
 \end{aligned}$$

ii) 현장시험결과(N)를 이용한 방법(구조물기초 설계기준 해설, 2018)

$$\begin{aligned}
 R_a &: \text{말뚝의 허용연직압축지지력} \\
 \gamma &: \text{극한지지력 추정법의 상위에 의한 안전율의 보정계수 } (\gamma = 1.0) \\
 n &: \text{안전율 (지지말뚝의 경우 지진시 ; } n = 2) \\
 R_u &: \text{지반조건에 따라 결정되는 말뚝의 극한지지력} \\
 R_u &= q_d + U \times \sum (l_i \cdot f_i) = 2416 \quad \text{kN} \\
 q_d &: \text{말뚝 선단 지반의 극한지지력} \\
 q_d &= 200 \times N \times A_p = 1471 \quad \text{kN} \\
 A &: \text{말뚝의 선단면적} \\
 A &= \pi \times D^2 = 0.245 \quad \text{m}^2 \\
 U &: \text{말뚝의 둘레길이} = 1.756 \quad \text{m} \\
 l_i &: \text{주면마찰력을 고려하는 층의 두께} \\
 f_i &: \text{주면마찰력을 고려하는 층의 최대 주면마찰력}
 \end{aligned}$$

지 층	li (m)	N	fi (kN/m ²)	li·fi (kN/m)
사질토	2.3	30	60	138.00
풍화암	4.0	50	100	400.00
			0	0.00
$\sum(li \cdot fi) =$				538.00

② 말뚝의 허용연직인발지지력(Pa)

구 분	계 산 과 정	결 과
Pa	$1/n \times P_u + W$	353 kN

Pa : 말뚝의 허용연직인발지지력

n : 안전율 (지진시 ; n = 3)

Pu : 말뚝의 극한인발력

$$P_u = U \times \sum(li \cdot fi) = 944 \text{ kN}$$

W : 말뚝의 유효중량

$$= 39 \text{ kN}$$

(b) 말뚝의 스프링정수 산정

① 말뚝의 축방향 스프링정수(Kv)

구 분	계 산 과 정	결 과
Kv	$a \times A_p \times E_p / L$	383473 kN/m

$$a = 0.014 \times (L/D) + 0.72 = 0.879$$

do : 부식을 고려한 지름 = 554.8 mm

Ap : 말뚝의 순단면적 = 13743 mm²

Ep : 말뚝의 탄성계수 = 200000 N/mm²

L : 말뚝 길이 = 6300 mm

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

구 분	계 산 과 정	결 과
K1	$4EI\beta^3$	114796 kN/m
K2	$2EI\beta^2$	87807 kN/rad
K3	$2EI\beta^2$	87807 kN·m/m
K4	$2EI\beta$	134325 kN·m/rad

$$\begin{aligned}
\beta &= \sqrt[4]{[(kh \times D)/(4 \times E_p \times I_p)]} &= & 0.6537 & \text{m}^{-1} \\
kh &= kh_0 \times (BH/0.3)^{-3/4} &= & 134289 & \text{kN/m}^3 \\
kh_0 &= 1/0.3 \times \alpha \times E_o &(\text{지진시 } \alpha=2) &= & 333333 & \text{kN/m}^3 \\
E_o &= 1000 \times N &(\text{1/}\beta\text{깊이에서의 } N\text{치}) &= & 50000 & \text{kN/m}^2 \\
&&(\text{굵은모래}) &&&
\end{aligned}$$

※ 도로공사실무요령 (표 8.7 흙의 종류별 탄성 계수, E_s : kN/m^2)

흙의 종류	E_s/N
실트, 모래질 실트	400
가는 모래, 약간 굵은 모래	700
굵은 모래	1,000
모래질 자갈, 자갈	1,200

$$\begin{aligned}
BH &= \sqrt{(D/\beta)} &(\beta_{\text{상시}} \text{ 적용}) &= & 1.0083 & \text{m} \\
\beta_{\text{상시}} &= \sqrt[29]{[(\alpha \times E_o)^8 \times D^5]/(0.3^2 \times 2^{16} \times (E_p \times I_p)^8)} &= & 0.5497 & \text{m}^{-1} \\
E_p &: \text{말뚝의 탄성계수} &= & 200000 & \text{N/mm}^2 \\
I_p &: \text{말뚝의 단면 2차 모멘트} &= & 0.000514 & \text{m}^4
\end{aligned}$$

(c) 기초의 두께 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
$\beta \cdot \lambda$	0.418 < 1.000	강제취급

$$\begin{aligned}
\beta &= \sqrt[4]{((3 \times k)/(E \times h^3))} &= & 0.279 & \text{m}^{-1} \\
k &= K_p = K_v \times (m \times n)/(B \times L) &= & 255649 & \text{kN/m}^3 \\
E &= 8,500 \sqrt[3]{f_{cu}} &= & 25811 & \text{Mpa} \\
\lambda &= \text{Max}[l, b] &= & 1.500 & \text{m} \\
h &= \text{직접기초의 두께} &= & 1.700 & \text{m}
\end{aligned}$$

(d) 말뚝머리의 안정성 검토

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

구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	$A_{xx} \times \delta_x + A_{xy} \times \delta_y - A_{x\alpha} \times \alpha = V$	$\delta_x = 0.000525 \text{ m}$
	$A_{yx} \times \delta_x + A_{yy} \times \delta_y - A_{y\alpha} \times \alpha = H_{\text{교축}}$	$\delta_y = 0.000041 \text{ m}$
	$A_{\alpha x} \times \delta_x + A_{\alpha y} \times \delta_y - A_{\alpha\alpha} \times \alpha = M_{\text{교축}}$	$\alpha = 0.000157 \text{ rad}$
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}	$\sum (K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)$	3214292
A_{xy}, A_{yx}	$\sum (K_v - K_1) \sin \theta_i \cos \theta_i$	0
$A_{x\alpha}, A_{\alpha x}$	$\sum \{(K_v - K_1)x_i \sin \theta_i \cos \theta_i - K_2 \cos \theta_i\}$	-2458588
A_{yy}	$\sum (K_v \sin^2 \theta_i + K_1 \cos^2 \theta_i)$	10737247
$A_{y\alpha}, A_{\alpha y}$	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i + K_2 \sin \theta_i\}$	0
$A_{\alpha\alpha}$	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i^2 + (K_2 + K_3)x_i \sin \theta_i + K_4\}$	35302972

구 분	n	xi	A_{xx}	A_{xy}, A_{yx}	$A_{x\alpha}, A_{\alpha x}$	A_{yy}	$A_{y\alpha}, A_{\alpha y}$	$A_{\alpha\alpha}$
1열	7	2.300	803573	0	-614647	2684312	0	15140287
2열	7	0.767	803573	0	-614647	2684312	0	2519429
3열	7	-0.766	803573	0	-614647	2684312	0	2515314
4열	7	-2.299	803573	0	-614647	2684312	0	15127942

② 말뚝머리의 변위량 및 반력 산정

i) 교축방향

구 분	δ_{xi}	δ_{yi}	P_{Ni}	P_{Hi}	M_{ti}
1열	0.000525	0.000401	153.694	46.541	-25.080
2열	0.000525	0.000161	61.623	46.541	-25.080
3열	0.000525	-0.000079	-30.448	46.541	-25.080
4열	0.000525	-0.000319	-122.519	46.541	-25.080

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
교 축	수평변위(mm)	15.000	0.525	28.559	O.K
	연직압축지지력(kN)	17771	154	115.627	O.K
	연직인발지지력(kN)	353	123	2.885	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	1.096481	-25.080	0.000	-46.541
2	0.630	0.589888	-40.754	-18.879	-7.218
3	1.260	0.235024	-38.475	-22.921	11.660
4	1.890	0.026485	-28.828	-19.544	17.325
5	2.520	-0.070979	-18.117	-13.671	15.917
6	3.150	-0.097799	-9.346	-8.021	11.723
7	3.780	-0.087592	-3.396	-3.739	7.248
8	4.410	-0.063429	-0.022	-1.020	3.655
9	5.040	-0.038572	1.463	0.402	1.257
10	5.670	-0.018997	1.786	0.936	-0.077
11	6.300	-0.006137	1.527	0.960	-0.646

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

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

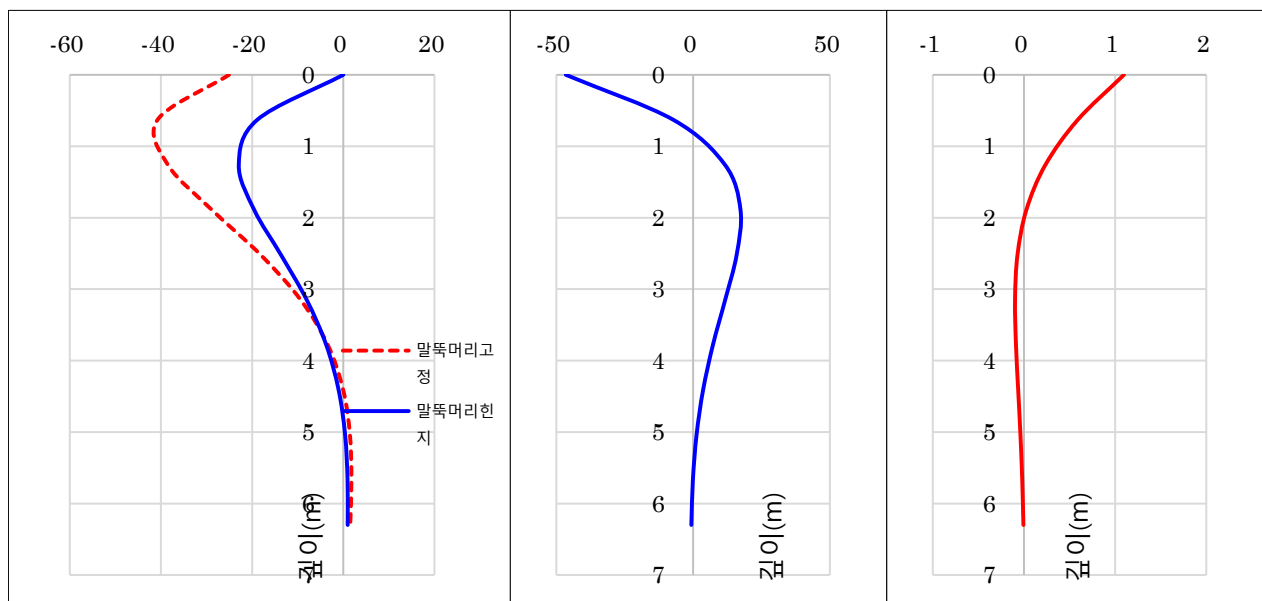
$$M_{힌지} = -(P_{Hi}/\beta) \times e^{-\beta x} \times \sin(\beta x)$$

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

$$P_{Hi} = 46.541 \quad \text{kN}$$

$$\beta = 0.654 \quad \text{m}^{-1}$$

$$ho = M_{ti} / P_{Hi} = 538.878 \quad \text{mm}$$



< 모멘트선도 >

< 전단력선도 >

< 변위선도 >

② 말뚝의 응력 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
말뚝머리 고정	$l_{mf} = 1/\beta \times \tan^{-1}[1/(1+2 \times \beta \times h_o)]$	812 mm
	$M_{mf} = -(P_{Hi}/2\beta) \times \sqrt{[(1+2 \times \beta \times h_o)^2 + 1]} \times e^{-\beta \times l_{mf}}$	-41.386 kN·m
말뚝머리 힌지	$l_{mh} = \pi/(4 \times \beta)$	1201 mm
	$M_{mh} = -0.3224 \times (P_{Hi}/\beta)$	-22.954 kN·m
최대 부재력	$M_{max} = \max[M_{고정} , M_{힌지} , M_{mf} , M_{mh}]$	41.386 kN·m
	$S_{max} = S $	46.541 kN
말뚝 응력 검토	$f_t = 0.000 \leq 210.000$	O.K
	$f_c = 33.692 \leq 210.000$	O.K
	$f_s = 3.387 \leq 120.000$	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	216.177	216.177	4.150	897.134
교대구체	39.928 kN	39.928	1.817	72.541
관성력	44.100	44.100	5.59	246.519
단면력		300.205		1216.194

여기서, 지진시 하중계수 : $\Phi = 1.0$

교대구체 수평력, $H_i =$ 교대 기초부를 제외한 수평력 $= 39.928 \text{ kN}$

$$M_o = \sum_{i=2}^6 ((H_i \times (Y_i - \text{교대기초}))) = 72.54149 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$Y = M_o / H_o = 1.817\text{m}$$

② 단면력 검토

구분	계산과정	결과
힘	$\Phi M_n = 14547 \geq 1216$	O.K
전단	$\Phi V_n = 13225 \geq 300$	O.K

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

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

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

$$b = 10450 \text{ mm} \quad d = 1550 \text{ mm}$$

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

- 힘 검토 1단 : D 22 - 82 ea

$$A_s = 31742 \text{ mm}^2$$

$$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 44.7 \text{ mm}$$

- 전단 검토

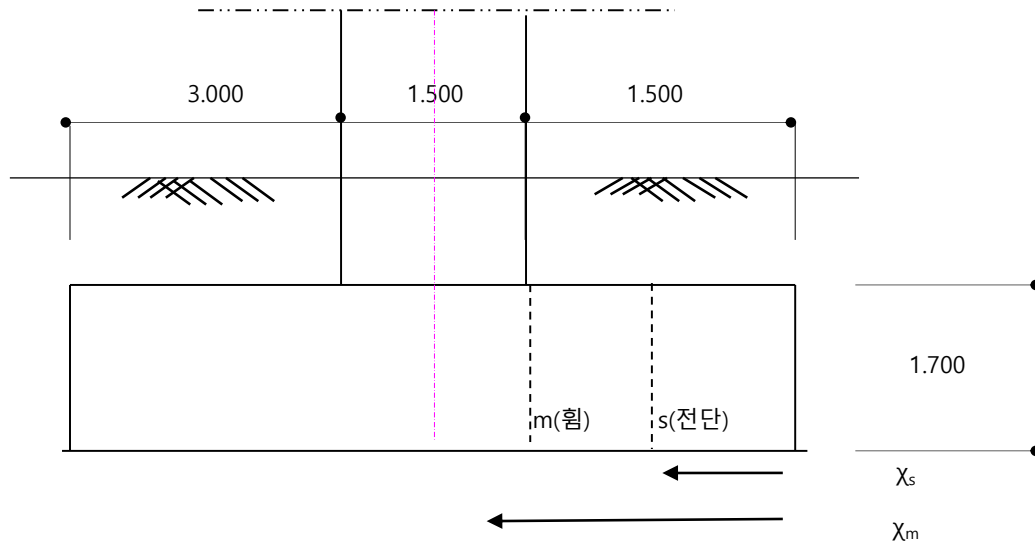
$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 13225 \text{ kN}$$

(b) 압굽의 단면검토

① 위험단면 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\chi_m =$	1.500 m
전단	$\chi_s =$ 1.500 - 1.550/2	0.725 m

② 위험단면 산정



③ 말뚝의 반력

구 분	계 산 과 정			결 과
	P_{Ni}	$\times$	n	
R1	153.694	$\times$	7	1076 kN
R2		$\times$		
R3		$\times$		
R4		$\times$		
R5		$\times$		

④ 단면력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
기초자중에 의한 단면력	$M_{기초} = H \times a \times \gamma_c \times a/2$	48 kN·m
	$V_{기초} = H \times b \times \gamma_c$	64 kN
말뚝에 의한 단 면력	$M_{지반} = qa \times a^2/2 + (q_{max} - qa)/2 \times a^2 \times 2/3$	861 kN·m
	$V_{지반} = qb \times b + (q_{max} - qb)/2 \times b$	1076 kN
기초의 단면력	$M_u = M_{말뚝} - M_{기초}$	813 kN·m
	$V_u = V_{말뚝} - V_{기초}$	1012 kN

⑤ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\Phi M_n = 14547 \geq 813$	O.K
전단	$\Phi V_n = 13225 \geq 1012$	O.K

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

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

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

$$b = 10450 \text{ mm} \quad d = 1550 \text{ mm}$$

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

- 휨 검토 1단 : D 22 - 82 ea

$$A_s = 31742 \text{ mm}^2$$

$$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 44.7 \text{ mm}$$

- 전단 검토

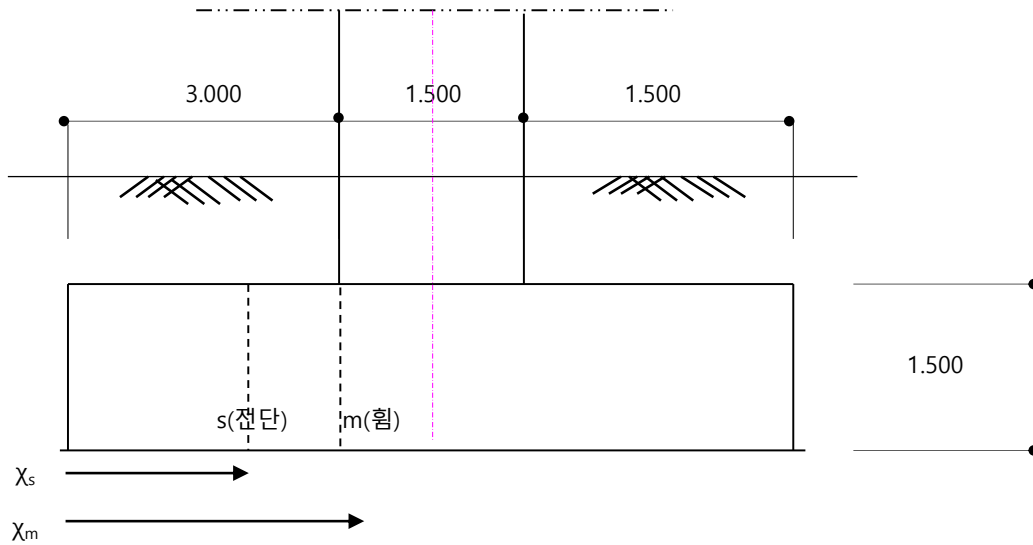
$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 13225 \text{ kN}$$

(C) 뒷굽의 단면검토

① 위험단면 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$X_m =$	3.000 m
전단	$X_s = 3.000 - 1.550/2$	2.225 m

② 위험단면 산정



③ 말뚝의 반력

구 분	계 산 과 정			결 과
	P_{Ni}	$\times$	n	
R1	153.694	$\times$	7	1076 kN
R2	61.623	$\times$	7	431 kN
R3		$\times$		
R4		$\times$		
R5		$\times$		

H_{wall} :	기초 상면의 뒷채움 높이	=	8.300	m
$\sum V_i$:	뒷채움 연직하중	=	490.608	kN
$X_{\text{뒷채움}}$		=	4.546	m
P_I :	지표면의 상재하중	=	25.000	kN
$X_{\text{상재}}$:	상재하중 작용위치	=	4.750	m

④ 단면력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
기초자중에 의한 단면력	$M_{기초} = H \times a \times \gamma_c \times a/2$	84 kN·m
	$V_{기초} = H \times b \times \gamma_c$	113 kN
뒷채움재에 의한 단면력	$M_{상재} = \sum V_i \times (X_{뒷채움} - (B-a))$	758 kN·m
	$V_{상재} = H_{wall} \times b \times \gamma_t$	462 kN
상재하중에 의한 단면력	$M_{상재} = P_l \times (X_{상재} - (B-a))$	44 kN·m
	$V_{상재} = q_l \times b$	56 kN
말뚝에 의한 단 면력	$M_{지반} = qa \times a^2/2 + (q_{max} - qa)/2 \times a^2 \times 2/3$	2805 kN·m
	$V_{지반} = qb \times b + (q_{max} - qb)/2 \times b$	1076 kN
계수 단면력	$M_u = M_{말뚝} - M_{뒷채움} - M_{기초} - M_{상재}$	1919 kN·m
	$V_u = V_{말뚝} - V_{뒷채움} - V_{기초} - M_{상재}$	446 kN

⑤ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\Phi M_n = 14547 \geq 1919$	O.K
전단	$\Phi V_n = 13225 \geq 446$	O.K

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

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

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

$$b = 10450 \text{ mm} \quad d = 1550 \text{ mm}$$

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

- 휨 검토 1단 : D 22 - 82 ea

$$A_s = 31742 \text{ mm}^2$$

$$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 44.7 \text{ mm}$$

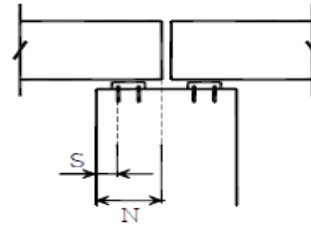
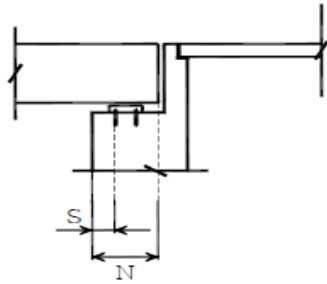
- 전단 검토

$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 13225 \text{ kN}$$

3) 결과 요약

구 분			보유성능	소요성능	S.F	판정
안정성 검토	수평변위		15.000	0.525	28.559	O.K
	연직 압축지지력		17771	154	115.627	O.K
	연직 인발지지력		353	123	2.885	O.K
말뚝 응력 검토	휨인장응력		210.000	0.000	-	O.K
	휨압축응력		210.000	33.692	6.233	O.K
	휨전단응력		120.000	3.387	35.433	O.K
단면 검토	벽체	휨	14547	813	17.896	O.K
		전단	13225	1012	13.067	O.K
	압굽	휨	14547	813	17.896	O.K
		전단	13225	1012	13.067	O.K
	뒷굽	휨	14547	1919	7.582	O.K
		전단	13225	446	29.650	O.K

13. 지지길이평가



13.1 교대 1

1) 보유성능 : 교각의 받침지지길이 N_C

- $N_C = 1145.00 \text{ mm}$

2) 소요성능 N_D

- $N_D = \text{MAX}[\text{응답변위}, N_{\min}] = \text{MAX}[73.64, 396.96] = 396.96 \text{ mm}$

- $N_{\min} = (200 + 1.67L + 6.66H) * (1 + 0.000125\theta^2) = 396.96 \text{ mm}$

- $L = 60.00 \text{ m}$ (연속경간장)

- $H = 14.528 \text{ m}$ (총 교각 유효높이 평균길이)

- $\theta = 0^\circ$ (사각)

3) 평가

- $\frac{N_C}{N_D} = \frac{1145}{397} = 2.880 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$

13.2 교대 2

1) 보유성능 : 교각의 받침지지길이 N_C

- $N_C = 1145.00 \text{ mm}$

2) 소요성능 N_D

- $N_D = \text{MAX}[\text{응답변위}, N_{\min}] = \text{MAX}[85.25, 402.20] = 402.20 \text{ mm}$

- $N_{\min} = (200 + 1.67L + 6.66H) * (1 + 0.000125\theta^2) = 402.20 \text{ mm}$

- $L = 60.00 \text{ m}$ (연속경간장)

- $H = 15.315 \text{ m}$ (총 교각 유효높이 평균길이)

- $\theta = 0^\circ$ (사각)

3) 평가

- $\frac{N_C}{N_D} = \frac{1145}{402} = 2.850 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$