

교 량 내 진 성 능 평 가

금남IC R-A교(상행_양평방향)

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

P 1	구분			보유성능	소요성능	평가	
	교각부 연성도평가		교축(하단)	2.048	1.000	2.048	O.K
			교직(하단)	2.225	1.000	2.225	O.K
			교직(상단)	2.278	1.000	2.278	O.K
	직접기초 안정성	전도	교축	3.200	0.871	3.673	O.K
			교직	11.600	0.704	16.468	O.K
		지지력	교축	18.151	2.000	9.075	O.K
			교직	26.194	2.000	13.097	O.K
		활동	교축	8.544	1.200	7.120	O.K
			교직	6.940	1.200	5.784	O.K
	기초 단면검토	휨	교축	102,853	36,430	2.823	O.K
			교직	27,869	9,632	2.893	O.K
		전단	교축	44,989	16,163	2.783	O.K
			교직	12,411	6,203	2.001	O.K
	받침부	본체 (kN)	교축	5,064	3,406	1.487	O.K
			교직	5,064	3,854	1.314	O.K
		앵커볼트 (kN)	교축	692	142	4.874	O.K
			교직	692	161	4.307	O.K
		콘크리트 (kN)	교축	4,922	1,703	2.890	O.K
			교직	431	321	1.341	O.K
프라이아웃 (kN)		교축	900	142	6.342	O.K	
		교직	850	161	5.293	O.K	

P 2	구분		보유성능	소요성능	평가		
	교각부 연성도평가		교축(하단)	2.031	1.000	2.031	O.K
			교직(하단)	2.218	1.000	2.218	O.K
			교직(상단)	2.270	1.000	2.270	O.K
	직접기초 안정성	전도	교축	3.200	1.002	3.195	O.K
			교직	7.137	0.794	8.987	O.K
		지지력	교축	16.751	2.000	8.376	O.K
			교직	23.152	2.000	11.576	O.K
		활동	교축	9.168	1.200	7.640	O.K
			교직	6.337	1.200	5.281	O.K
	기초 단면검토	힘	교축	37,832	21,189	1.785	O.K
			교직	16,959	9,938	1.706	O.K
		전단	교축	27,681	9,397	2.946	O.K
			교직	12,411	6,133	2.024	O.K
	받침부 (전열)	본체 (kN)	교축	1,266	766	1.653	O.K
			교직	1,266	930	1.362	O.K
		앵커볼트 (kN)	교축	692	128	5.420	O.K
			교직	692	155	4.464	O.K
		콘크리트 (kN)	교축	2,575	766	3.363	O.K
			교직	431	155	2.784	O.K
		프라이아웃 (kN)	교축	900	128	7.052	O.K
			교직	900	155	5.809	O.K
	받침부 (후열)	본체 (kN)	교축	1,688	770	2.191	O.K
			교직	1,688	1,151	1.467	O.K
		앵커볼트 (kN)	교축	692	96	7.183	O.K
			교직	692	144	4.807	O.K
		콘크리트 (kN)	교축	2,992	770	3.884	O.K
			교직	423	144	2.943	O.K
		프라이아웃 (kN)	교축	900	96	9.347	O.K
교직			900	144	6.255	O.K	

P 3	구분			보유성능	소요성능	평가	
	교각부 연성도평가		교축(하단)	2.016	1.000	2.016	O.K
			교직(하단)	2.206	1.000	2.206	O.K
			교직(상단)	2.254	1.000	2.254	O.K
	직접기초 안정성	전도	교축	3.200	0.892	3.588	O.K
			교직	7.137	0.763	9.360	O.K
		지지력	교축	17.116	2.000	8.558	O.K
			교직	22.735	2.000	11.367	O.K
		활동	교축	8.156	1.200	6.796	O.K
			교직	6.290	1.200	5.241	O.K
	기초 단면검토	힘	교축	37,832	21,888	1.728	O.K
			교직	16,959	10,559	1.606	O.K
		전단	교축	27,681	9,713	2.850	O.K
			교직	12,411	6,525	1.902	O.K
	받침부	본체 (kN)	교축	3,376	1,993	1.694	O.K
			교직	3,376	2,427	1.391	O.K
		앵커볼트 (kN)	교축	692	125	5.553	O.K
			교직	692	152	4.560	O.K
		콘크리트 (kN)	교축	2,992	996	3.003	O.K
			교직	423	303	1.396	O.K
프라이아웃 (kN)		교축	900	125	7.226	O.K	
		교직	850	152	5.604	O.K	

- 교대 1

A 1	구분			보유성능	소요성능	평가	
	받침부	본체 (kN)	교축	1,266	1,182	1.071	O.K
			교직	1,266	946	1.338	O.K
		앵커볼트 (kN)	교축	692	197	3.512	O.K
			교직	692	158	4.386	O.K
		콘크리트 (kN)	교축	2,420	1,182	2.048	O.K
			교직	324	158	2.057	O.K
		프라이아웃 (kN)	교축	900	197	4.569	O.K
			교직	900	158	5.707	O.K
	안정성 검토	수평변위		15.000	0.389	38.602	O.K
		연직 압축지지력		14,850.9	97.0	153.163	O.K
		연직 인발지지력		536.5	79.5	6.752	O.K
	말뚝 응력 검토	휨인장응력		210.0	0.0	0.000	O.K
		휨압축응력		210.0	19.2	10.934	O.K
		휨전단응력		120.0	1.9	62.751	O.K
	단면 검토	벽체	휨	9,951	581	17.113	O.K
			전단	12,390	831	14.916	O.K
		앞굽	휨	9,951	581	17.113	O.K
			전단	12,390	831	14.916	O.K
		뒷굽	휨	9,951	1,427	6.974	O.K
			전단	12,390	670	18.493	O.K
지지길이(mm)		교축	1,325	399	3.320	O.K	

- 교대 2

A 2	구분			보유성능	소요성능	평가		
	받침부	본체 (kN)	교축	1,688	1,348	1.252	O.K	
			교직	1,688	1,199	1.407	O.K	
		앵커볼트 (kN)	교축	692	168	4.105	O.K	
			교직	692	150	4.613	O.K	
		콘크리트 (kN)	교축	3,125	1,348	2.319	O.K	
			교직	331	150	2.211	O.K	
		프라이아웃 (kN)	교축	875	168	5.194	O.K	
			교직	875	150	5.836	O.K	
	안정성 검토	수평변위			15.000	0.322	46.569	O.K
		연직 압축지지력			15,017.7	88.8	169.042	O.K
		연직 인발지지력			471.9	72.2	6.538	O.K
	말뚝 응력 검토	휨인장응력			210.0	0.0	0.000	O.K
		휨압축응력			210.0	17.7	11.835	O.K
		휨전단응력			120.0	1.7	71.536	O.K
	단면 검토	벽체	휨	16,716	655	25.533	O.K	
			전단	15,620	935	16.702	O.K	
		앞굽	휨	16,716	655	25.533	O.K	
			전단	15,620	935	16.702	O.K	
		뒷굽	휨	16,716	1,611	10.377	O.K	
			전단	15,620	770	20.284	O.K	
지지길이(mm)			교축	1,325	398	3.331	O.K	

1. 개요

1.1 교량현황

내진성능평가대상 교량현황			
교량명	금남IC R-A교(상행_양평방향)	준공년도	2007 년
본부/지사	의정부국토 관리사무소	받침종류	탄성받침
상부구조		하부구조	
형식	PSCI	교각형식	다주식 교각
교량폭원	29.0 ~ 34.195m	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 : S3 , 교직 : S3
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

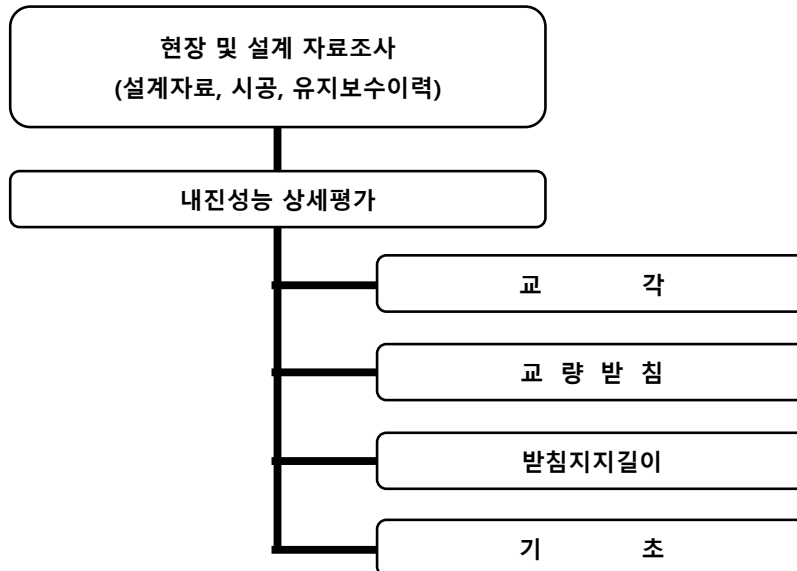
1) 내진성능상세평가 방법

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)

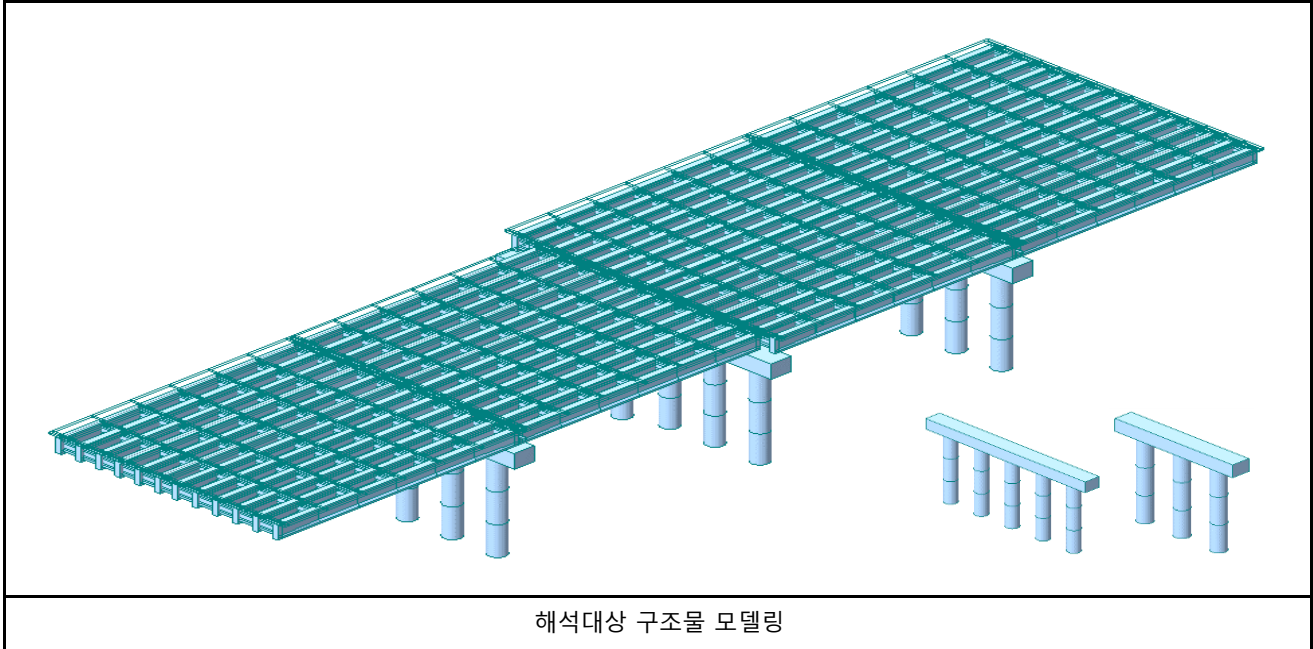
기존 시설물(교량) 내진성능 평가요령(국토교통부, 한국시설안전공단, 2019)

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

SPAN1~2구간

슬래브	29.000	×	0.25	×	25.0	÷	12	=	15.10	kN/m
-----	--------	---	------	---	------	---	----	---	-------	------

포장	28.100	×	0.08	×	23.0	÷	12	=	4.31	kN/m
----	--------	---	------	---	------	---	----	---	------	------

방호벽	0.45	×	1.10	×	24.5			=	12.13	kN/m
-----	------	---	------	---	------	--	--	---	-------	------

중분대	0.25	×	0.35	×	24.5			=	2.14	kN/m
-----	------	---	------	---	------	--	--	---	------	------

SPAN3~4구간

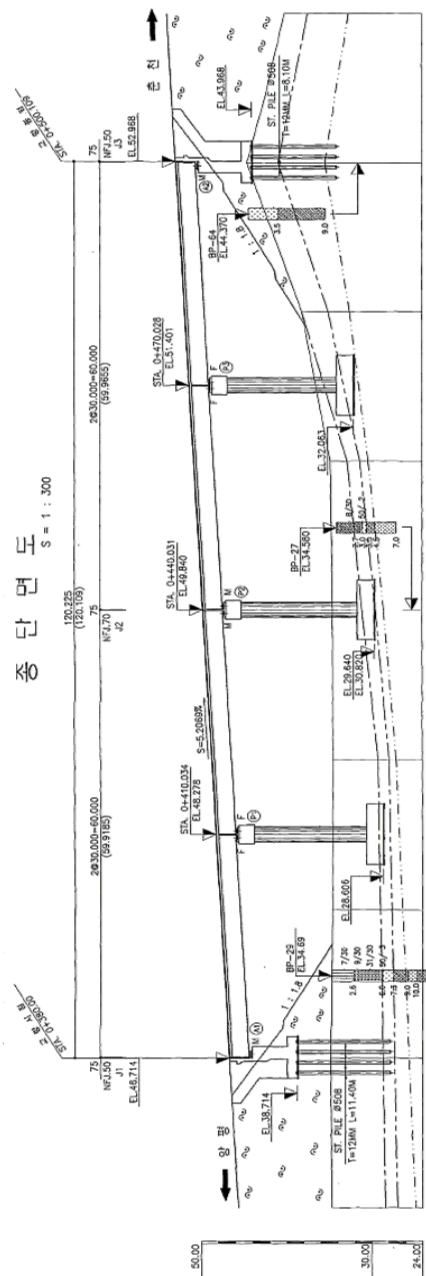
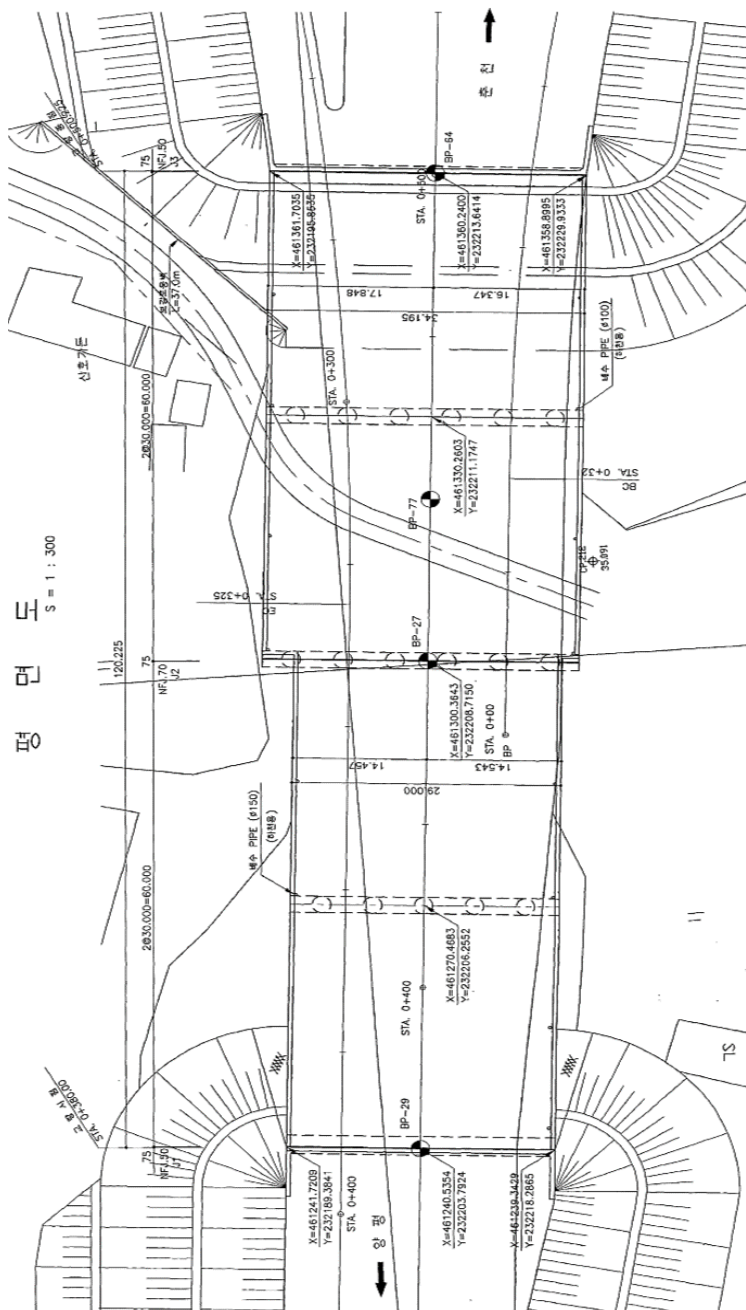
슬래브	34.195	×	0.25	×	25.0	÷	15	=	14.25	kN/m
-----	--------	---	------	---	------	---	----	---	-------	------

포장	33.295	×	0.08	×	23.0	÷	15	=	4.08	kN/m
----	--------	---	------	---	------	---	----	---	------	------

방호벽	0.45	×	1.10	×	24.5			=	12.13	kN/m
-----	------	---	------	---	------	--	--	---	-------	------

중분대	0.25	×	0.35	×	24.5			=	2.14	kN/m
-----	------	---	------	---	------	--	--	---	------	------

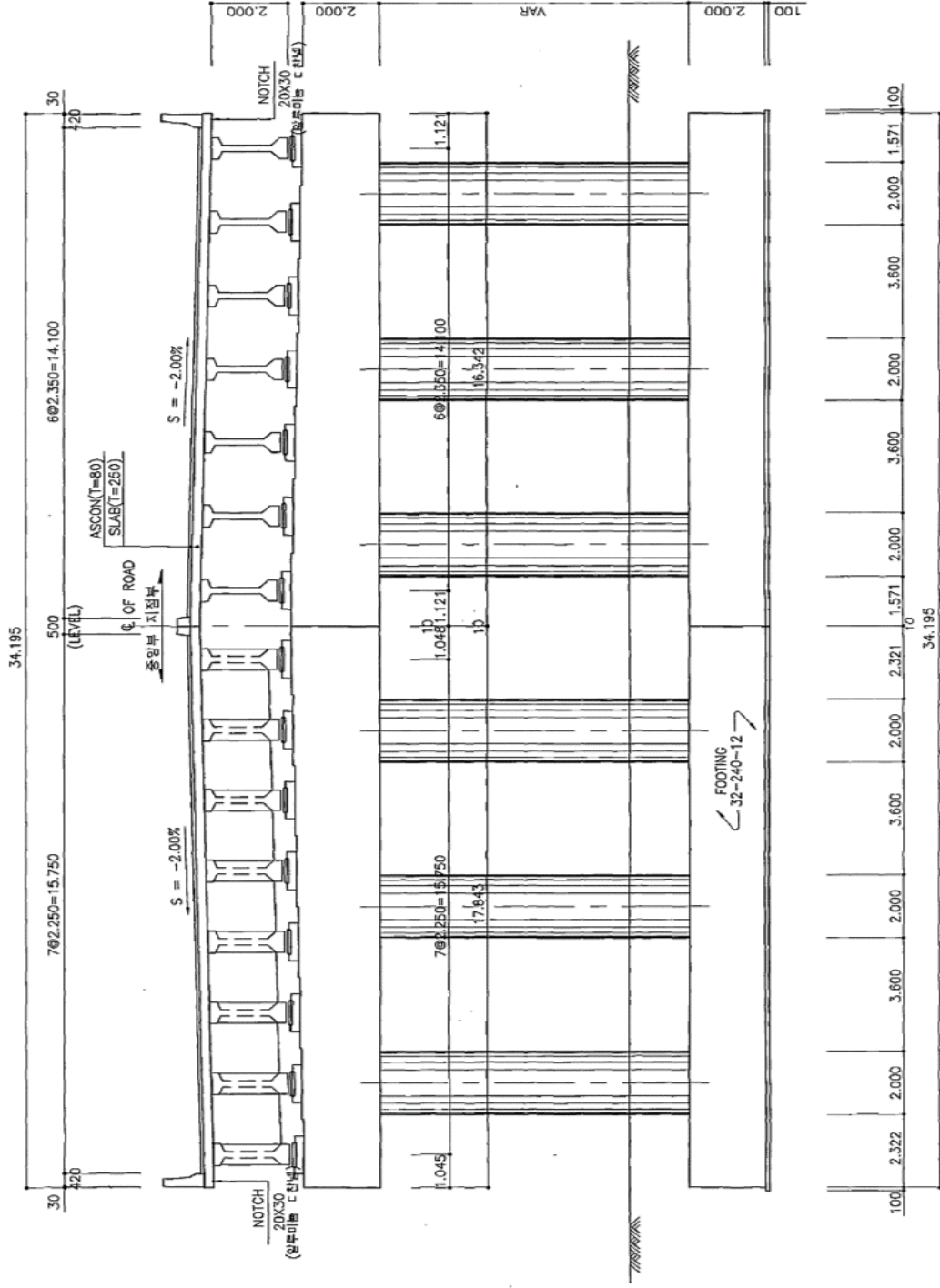
2.3 설계도면 자료



너
 품
 0
 0

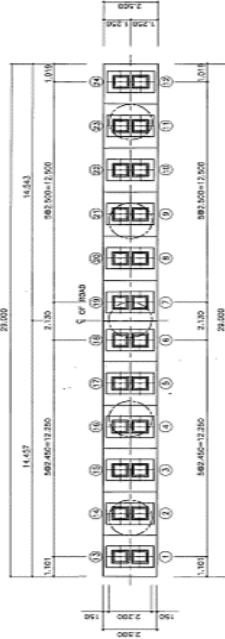
평단면도

S = 1 : 100

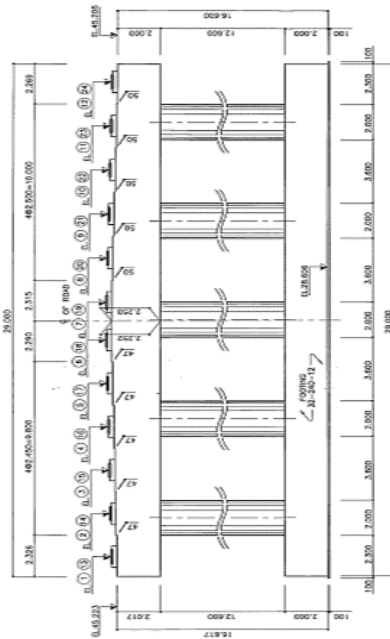


평단면도

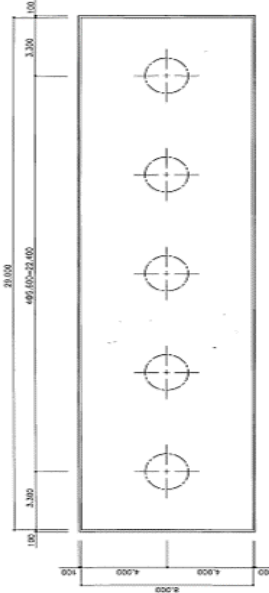
나
파
하
고
나



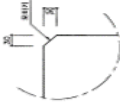
100
10
1



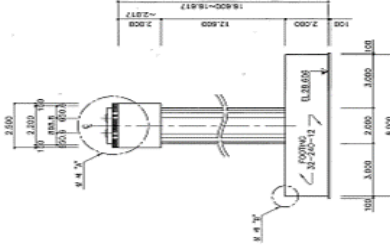
기
하
하
하
하



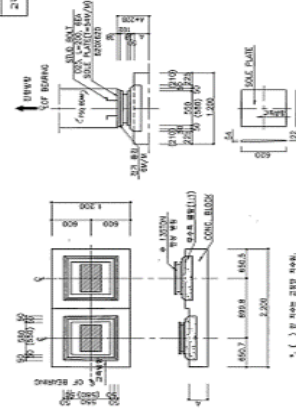
상세 "B"



한
글
서
체



수보필칭상세도

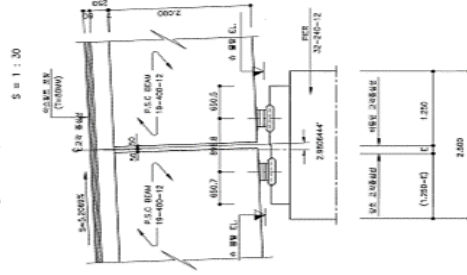


※ NOTE

1. 카르보코의 CONV. 결과는 $\sigma_{\text{conv}}=150\text{N/mm}^2$ 이다.
2. 9405 형상의 필렛의 SETTING 치와도 참고하여
순번은 수정이 되어야 한다.
3. 9405필렛 타설시 거름의 50%를 맞추는
구조도 시공한다.
4. 카르보코는 지지층에 지하수가 없는 상태에서
타설 되어야 한다.
5. 카르보 시공후에 수습시 지지층의 위치를 미리 확인하여
타설 위치를 수정하고, 30~40cm

Station	W2229 STA	W2229 STA
2229	0+410.034	0+410.155

상세 "A"



附錄天書

- 구분항목 : 다주식 교환
- 실거래기간 : 00-24, 01-24
- 실거래방법 : 경도실거래법
- 사용자료 : 한국도로공사 $wck=260kg/m^3$
참고 $\sigma_y=3,000kg/cm^2$

[illegible]

내
판
임
각
표

3. 고정하중에 대한 해석

3.1 받침 반력

구분	받침 번호	고정하중 (kN)	받침용량 (kN)	판정	수평용량 (kN)	전단 스프링계수 (kN/m)
A1	1	794.2	1,350	O.K	211.0	1,676
	2	792.1	1,350	O.K	211.0	1,676
	3	787.9	1,350	O.K	211.0	1,676
	4	784.5	1,350	O.K	211.0	1,676
	5	783.0	1,350	O.K	211.0	1,676
	6	782.9	1,350	O.K	211.0	1,676
P1-L	1	950.9	1,350	O.K	211.0	1,955
	2	948.1	1,350	O.K	211.0	1,955
	3	942.2	1,350	O.K	211.0	1,955
	4	937.7	1,350	O.K	211.0	1,955
	5	935.6	1,350	O.K	211.0	1,955
	6	935.5	1,350	O.K	211.0	1,955
	7	936.7	1,350	O.K	211.0	1,955
	8	939.0	1,350	O.K	211.0	1,955
	9	942.4	1,350	O.K	211.0	1,955
	10	947.7	1,350	O.K	211.0	1,955
	11	953.9	1,350	O.K	211.0	1,955
	12	956.3	1,350	O.K	211.0	1,955
P1-R	1	953.2	1,350	O.K	211.0	1,955
	2	950.6	1,350	O.K	211.0	1,955
	3	944.9	1,350	O.K	211.0	1,955
	4	940.4	1,350	O.K	211.0	1,955
	5	938.3	1,350	O.K	211.0	1,955
	6	938.1	1,350	O.K	211.0	1,955
	7	939.2	1,350	O.K	211.0	1,955
	8	941.5	1,350	O.K	211.0	1,955
	9	944.7	1,350	O.K	211.0	1,955
	10	949.7	1,350	O.K	211.0	1,955
	11	955.4	1,350	O.K	211.0	1,955
	12	957.3	1,350	O.K	211.0	1,955

P2-L	1	790.3	1,350	O.K	211.0	1,955
	2	791.9	1,350	O.K	211.0	1,955
	3	789.3	1,350	O.K	211.0	1,955
	4	785.6	1,350	O.K	211.0	1,955
	5	775.9	1,350	O.K	211.0	1,955
	6	746.5	1,350	O.K	211.0	1,955
P2-R	1	760.3	1,350	O.K	211.0	1,955
	2	753.2	1,350	O.K	211.0	1,955
	3	747.1	1,350	O.K	211.0	1,955
	4	743.7	1,350	O.K	211.0	1,955
	5	743.0	1,350	O.K	211.0	1,955
	6	742.1	1,350	O.K	211.0	1,955
	7	733.4	1,350	O.K	211.0	1,955
	8	702.8	1,350	O.K	211.0	1,955
P3-L	1	912.3	1,350	O.K	211.0	1,955
	2	904.6	1,350	O.K	211.0	1,955
	3	896.6	1,350	O.K	211.0	1,955
	4	891.0	1,350	O.K	211.0	1,955
	5	888.3	1,350	O.K	211.0	1,955
	6	887.5	1,350	O.K	211.0	1,955
	7	886.3	1,350	O.K	211.0	1,955
	8	880.9	1,350	O.K	211.0	1,955
P3-R	1	905.6	1,350	O.K	211.0	1,955
	2	898.0	1,350	O.K	211.0	1,955
	3	890.1	1,350	O.K	211.0	1,955
	4	884.4	1,350	O.K	211.0	1,955
	5	881.5	1,350	O.K	211.0	1,955
	6	880.6	1,350	O.K	211.0	1,955
	7	879.4	1,350	O.K	211.0	1,955
	8	873.9	1,350	O.K	211.0	1,955

A2	1	760.1	1,350	O.K	211.0	1,676
	2	755.6	1,350	O.K	211.0	1,676
	3	749.6	1,350	O.K	211.0	1,676
	4	744.8	1,350	O.K	211.0	1,676
	5	742.3	1,350	O.K	211.0	1,676
	6	742.1	1,350	O.K	211.0	1,676
	7	744.0	1,350	O.K	211.0	1,676
	8	747.2	1,350	O.K	211.0	1,676

3.2 교각(기둥당) 반력

교각(개소당)		고정하중(kN)		비고
		기둥상단	기둥하단	
P1	1	5312.20	6282.67	
P2	1	4881.73	5891.48	
P3	1	5543.93	6483.59	

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

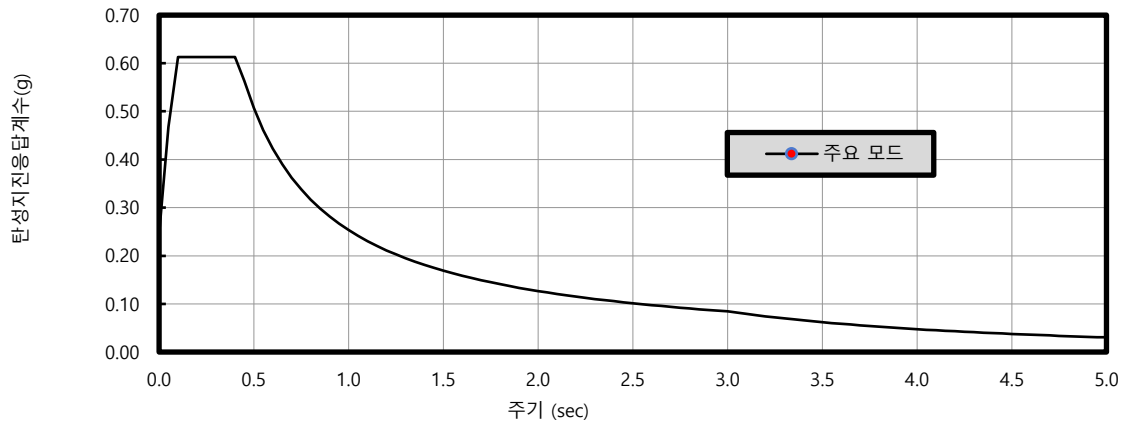
지반종류	지반종류의 호칭	분류기준	
		기반암 깊이, H(m)	토층평균전단파속도
S1	암반 지반	1 미만	-
S2	얕고 단단한 지반	1~20 이하	260 이상
S3	얕고 연약한 지반		260 미만
S4	깊고 단단한 지반	20 초과	180 이상
S5	깊고 연약한 지반		180 미만
S6	부지 고유의 특성평가 및 지반응답해석이 필요한 지반		

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

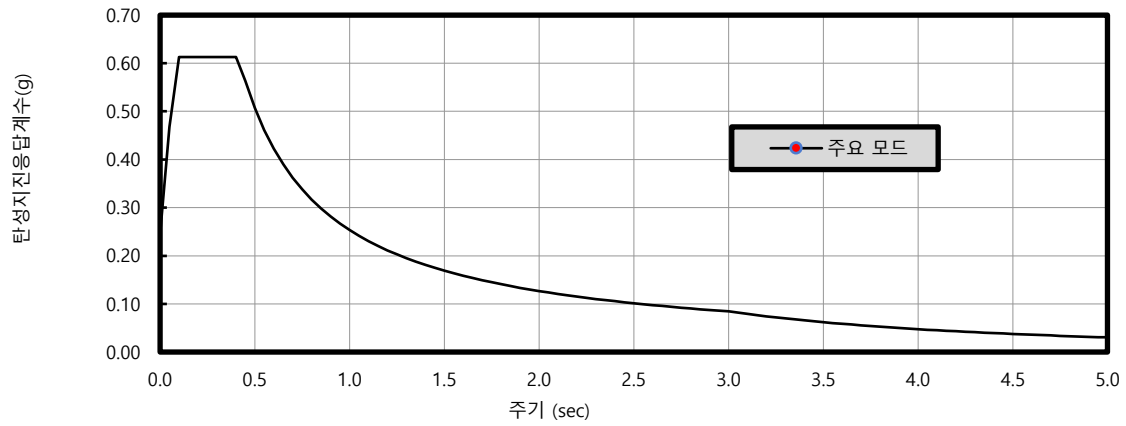
(교축방향 - 5% Damping, S3지반)



주기 (sec)	탄성지진 응답계수 (Cs)	주기 (sec)	탄성지진 응답계수 (Cs)
0.000	0.245	2.550	0.099
0.050	0.467	2.600	0.097
0.100	0.613	2.650	0.096
0.150	0.613	2.700	0.094
0.200	0.613	2.750	0.092
0.250	0.613	2.800	0.091
0.300	0.613	2.850	0.089
0.350	0.613	2.900	0.087
0.400	0.613	2.950	0.086
0.450	0.563	3.000	0.084
0.500	0.507	3.050	0.082
0.550	0.461	3.100	0.079
0.600	0.422	3.150	0.077
0.650	0.390	3.200	0.074
0.700	0.362	3.250	0.072
0.750	0.338	3.300	0.070
0.800	0.317	3.350	0.068
0.850	0.298	3.400	0.066
0.900	0.282	3.450	0.064
0.950	0.267	3.500	0.062
1.000	0.253	3.550	0.060
1.050	0.241	3.600	0.059
1.100	0.230	3.650	0.057
1.150	0.220	3.700	0.056
1.200	0.211	3.750	0.054
1.250	0.203	3.800	0.053
1.300	0.195	3.850	0.051
1.350	0.188	3.900	0.050
1.400	0.181	3.950	0.049
1.450	0.175	4.000	0.048
1.500	0.169	4.050	0.046
1.550	0.164	4.100	0.045
1.600	0.158	4.150	0.044
1.650	0.154	4.200	0.043
1.700	0.149	4.250	0.042
1.750	0.145	4.300	0.041
1.800	0.141	4.350	0.040
1.850	0.137	4.400	0.039
1.900	0.133	4.450	0.038
1.950	0.130	4.500	0.038
2.000	0.127	4.550	0.037
2.050	0.124	4.600	0.036
2.100	0.121	4.650	0.035
2.150	0.118	4.700	0.034
2.200	0.115	4.750	0.034
2.250	0.113	4.800	0.033
2.300	0.110	4.850	0.032
2.350	0.108	4.900	0.032
2.400	0.106	4.950	0.031
2.450	0.103	5.000	0.030
2.500	0.101	5.050	0.030

4.6 탄성지진 응답계수

(교직방향 - 5% Damping, S3지반)



주기 (sec)	탄성지진 응답계수 (Cs)	주기 (sec)	탄성지진 응답계수 (Cs)
0.000	0.245	2.550	0.099
0.050	0.467	2.600	0.097
0.100	0.613	2.650	0.096
0.150	0.613	2.700	0.094
0.200	0.613	2.750	0.092
0.250	0.613	2.800	0.091
0.300	0.613	2.850	0.089
0.350	0.613	2.900	0.087
0.400	0.613	2.950	0.086
0.450	0.563	3.000	0.084
0.500	0.507	3.050	0.082
0.550	0.461	3.100	0.079
0.600	0.422	3.150	0.077
0.650	0.390	3.200	0.074
0.700	0.362	3.250	0.072
0.750	0.338	3.300	0.070
0.800	0.317	3.350	0.068
0.850	0.298	3.400	0.066
0.900	0.282	3.450	0.064
0.950	0.267	3.500	0.062
1.000	0.253	3.550	0.060
1.050	0.241	3.600	0.059
1.100	0.230	3.650	0.057
1.150	0.220	3.700	0.056
1.200	0.211	3.750	0.054
1.250	0.203	3.800	0.053
1.300	0.195	3.850	0.051
1.350	0.188	3.900	0.050
1.400	0.181	3.950	0.049
1.450	0.175	4.000	0.048
1.500	0.169	4.050	0.046
1.550	0.164	4.100	0.045
1.600	0.158	4.150	0.044
1.650	0.154	4.200	0.043
1.700	0.149	4.250	0.042
1.750	0.145	4.300	0.041
1.800	0.141	4.350	0.040
1.850	0.137	4.400	0.039
1.900	0.133	4.450	0.038
1.950	0.130	4.500	0.038
2.000	0.127	4.550	0.037
2.050	0.124	4.600	0.036
2.100	0.121	4.650	0.035
2.150	0.118	4.700	0.034
2.200	0.115	4.750	0.034
2.250	0.113	4.800	0.033
2.300	0.110	4.850	0.032
2.350	0.108	4.900	0.032
2.400	0.106	4.950	0.031
2.450	0.103	5.000	0.030
2.500	0.101	5.050	0.030

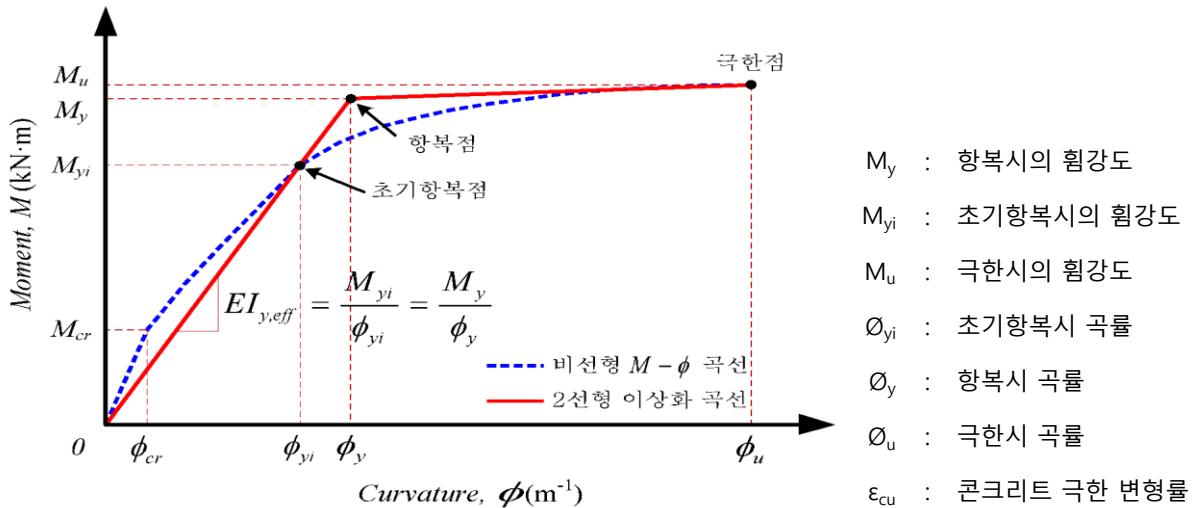
5. 유효강성 산정

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							

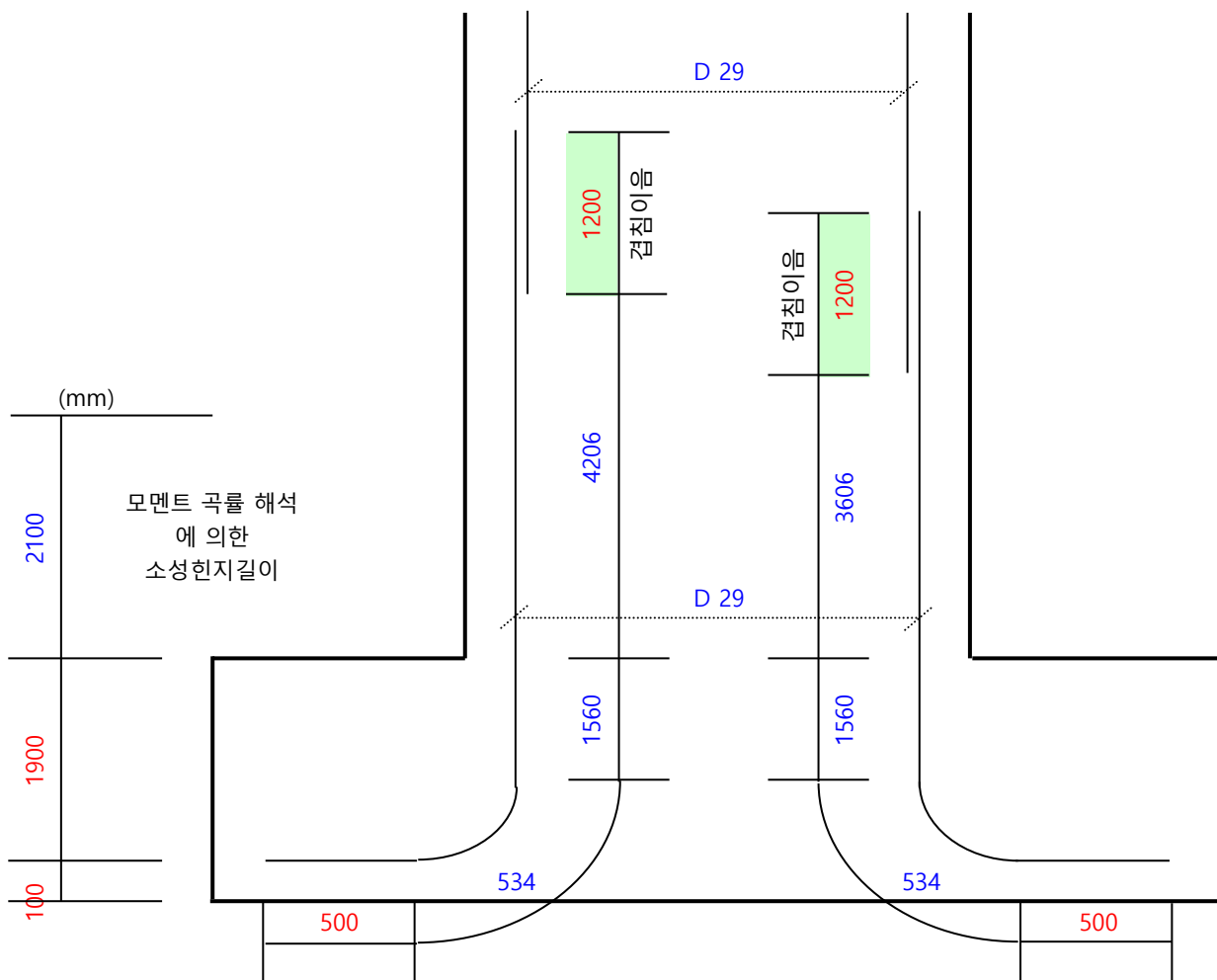
5.5 교각의 겹침이음 판단

- 교축방향

Lp	①	$0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl}$	=	1.359	주철근으로 산정
	②	$0.044 f_y d_{bl}$	=	0.383	
	③	D	=	2.000	기둥 직경으로 산정
	④	H / 6	=	2.100	기둥 높이로 산정
	⑤	450mm	=	0.450	
	소성한지길이 산정		=	2.100	

- 교축직각방향

Lp	①	$0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl}$	=	0.695	주철근으로 산정
	②	$0.044 f_y d_{bl}$	=	0.383	
	③	D	=	2.000	기둥 직경으로 산정
	④	H / 6	=	2.100	기둥 높이로 산정
	⑤	450mm	=	0.450	
	소성한지길이 산정		=	2.100	



∴ 교각 기둥의 소성구역내 겹침이음이 없음.

5.6 모멘트-곡률 해석

5.6.1 교각1

1) 교축방향

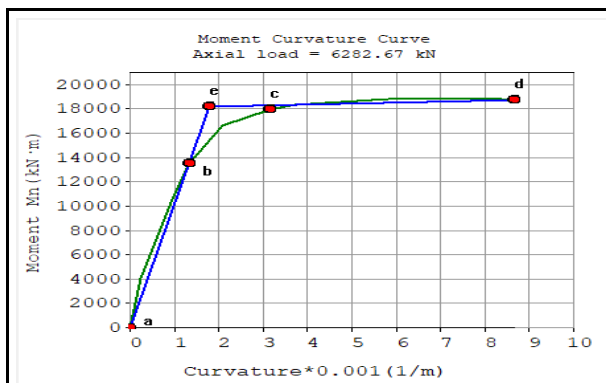
초기항복시	모멘트(M_{y_i})	13,495 kN·m	곡률(Φ_{y_i})	0.001325 m ⁻¹
항복시	모멘트(M_{y_L})	18,215 kN·m	곡률(Φ_{y_L})	0.001788 m ⁻¹
극한시	모멘트(M_{u_L})	18,729 kN·m	곡률(Φ_{u_L})	0.008646 m ⁻¹

2) 교직방향(교각 하단부)

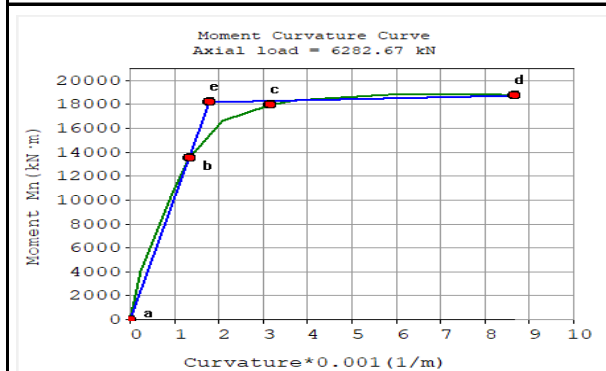
초기항복시	모멘트(M_{y_i})	13,495 kN·m	곡률(Φ_{y_i})	0.001325 m ⁻¹
항복시	모멘트(M_{y_T})	18,212 kN·m	곡률(Φ_{y_T})	0.001788 m ⁻¹
극한시	모멘트(M_{u_T})	18,725 kN·m	곡률(Φ_{u_T})	0.008653 m ⁻¹

3) 교직방향(교각 상단부)

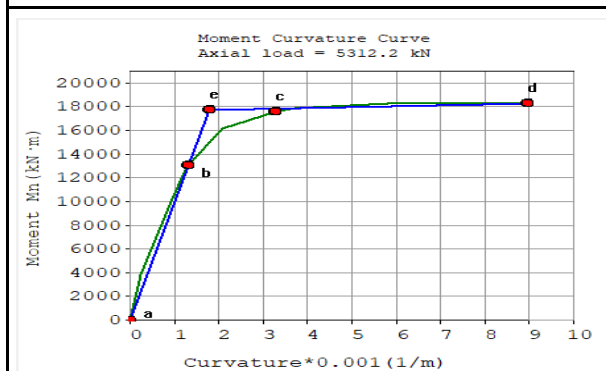
초기항복시	모멘트(M_{y_i})	13,001 kN·m	곡률(Φ_{y_i})	0.001303 m ⁻¹
항복시	모멘트(M_{y_T})	17,744 kN·m	곡률(Φ_{y_T})	0.001778 m ⁻¹
극한시	모멘트(M_{u_T})	18,248 kN·m	곡률(Φ_{u_T})	0.008950 m ⁻¹



< 모멘트 곡률곡선 >
(교축하단방향)



< 모멘트 곡률곡선 >
(교축직각하단방향)



< 모멘트 곡률곡선 >
(교축직각상단방향)

5.6.1.1 교각의유효강성산정

1) 교축방향

$$k^L = I_{eff} / I_g = 0.395 / 0.785 = 0.503$$

$$I_{eff} = \frac{M_y}{\Phi_y \cdot E_c} = \frac{18,215}{0.00178798 \times 25,811,006} = 0.395$$

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

$$I_g = 0.785 \text{ m}^4$$

2) 교직방향

$$k^T = I_{eff} / I_g = 0.395 / 0.785 = 0.503$$

$$I_{eff} = \frac{M_y}{\Phi_y \cdot E_c} = \frac{18,212}{0.00178769 \times 25,811,006} = 0.395$$

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

$$I_g = 0.785 \text{ m}^4$$

3) 유효강성 산정

$$\therefore \text{교축방향} \quad I_{eff} = k^L \times I_g = 0.503 \times I_g = 0.395 \text{ m}^4$$

$$\therefore \text{교직방향} \quad I_{eff} = k^T \times I_g = 0.503 \times I_g = 0.395 \text{ m}^4$$

- 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

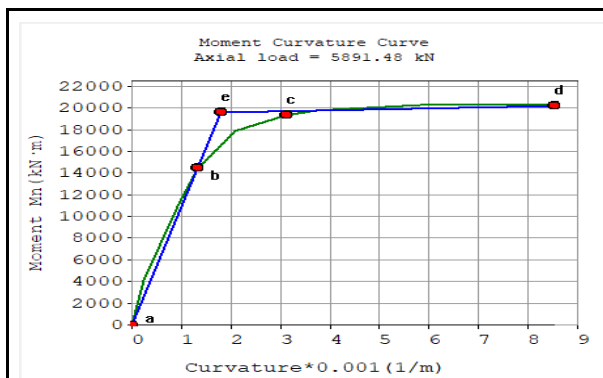
초기항복시	모멘트(M_y^L)	14,457	kN·m	곡률(Φ_y^L)	0.001327	m ⁻¹
항복시	모멘트(M_y^L)	19,623	kN·m	곡률(Φ_y^L)	0.001802	m ⁻¹
극한시	모멘트(M_u^L)	20,209	kN·m	곡률(Φ_u^L)	0.008522	m ⁻¹

2) 교직방향(교각 하단부)

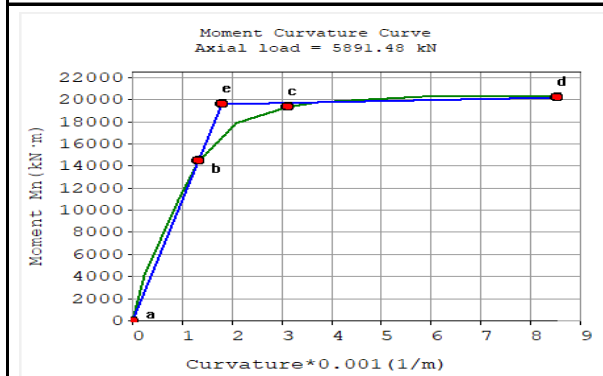
초기항복시	모멘트(M_y^T)	14,457	kN·m	곡률(Φ_y^T)	0.001327	m ⁻¹
항복시	모멘트(M_y^T)	19,622	kN·m	곡률(Φ_y^T)	0.001801	m ⁻¹
극한시	모멘트(M_u^T)	20,206	kN·m	곡률(Φ_u^T)	0.008530	m ⁻¹

3) 교직방향(교각 상단부)

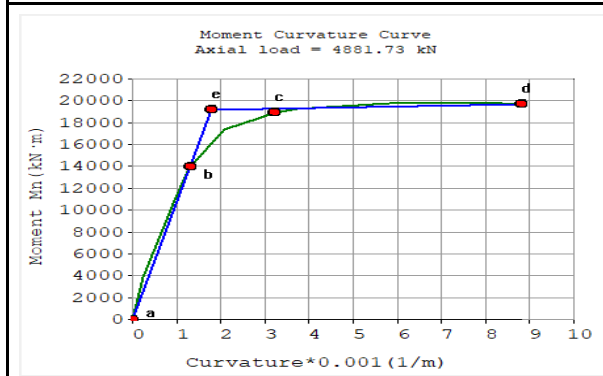
초기항복시	모멘트(M_y^T)	13,945	kN·m	곡률(Φ_y^T)	0.001305	m ⁻¹
항복시	모멘트(M_y^T)	19,145	kN·m	곡률(Φ_y^T)	0.001792	m ⁻¹
극한시	모멘트(M_u^T)	19,728	kN·m	곡률(Φ_u^T)	0.008819	m ⁻¹



< 모멘트 곡률곡선 >
(교축하단방향)



< 모멘트 곡률곡선 >
(교축직각하단방향)



< 모멘트 곡률곡선 >
(교축직각상단방향)

5.6.2.1 교각의유효강성산정

1) 교축방향

$$k^L = I_{eff} / I_g = 0.422 / 0.785 = 0.537$$

$$I_{eff} = \frac{M_y}{\Phi_y \cdot E_c} = \frac{19,623}{0.00180158 \times 25,811,006} = 0.422$$

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

$$I_g = 0.785 \text{ m}^4$$

2) 교직방향

$$k^T = I_{eff} / I_g = 0.422 / 0.785 = 0.537$$

$$I_{eff} = \frac{M_y}{\Phi_y \cdot E_c} = \frac{19,622}{0.00180147 \times 25,811,006} = 0.422$$

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

$$I_g = 0.785 \text{ m}^4$$

3) 유효강성 산정

$$\therefore \text{교축방향} \quad I_{eff} = k^L \times I_g = 0.537 \times 0.785 = 0.422 \text{ m}^4$$

$$\therefore \text{교직방향} \quad I_{eff} = k^T \times I_g = 0.537 \times 0.785 = 0.422 \text{ m}^4$$

- M-φ 해석에 의해 구한 항복모멘트(M_y)와 항복곡률(φ_y)을 이용하여 유효강성(E_cI_{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

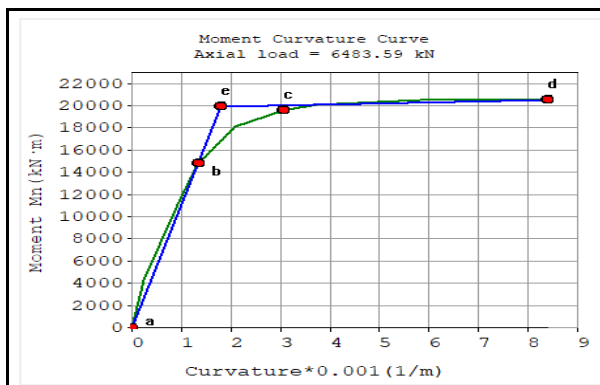
초기항복시	모멘트(M_y^L)	14,754	kN·m	곡률(Φ_y^L)	0.001340	m^{-1}
항복시	모멘트(M_y^L)	19,896	kN·m	곡률(Φ_y^L)	0.001807	m^{-1}
극한시	모멘트(M_u^L)	20,501	kN·m	곡률(Φ_u^L)	0.008382	m^{-1}

2) 교직방향(교각 하단부)

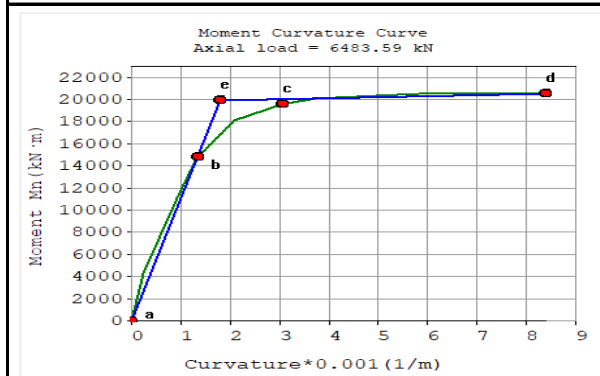
초기항복시	모멘트(M_y^T)	14,754	kN·m	곡률(Φ_y^T)	0.001340	m^{-1}
항복시	모멘트(M_y^T)	19,893	kN·m	곡률(Φ_y^T)	0.001807	m^{-1}
극한시	모멘트(M_u^T)	20,497	kN·m	곡률(Φ_u^T)	0.008387	m^{-1}

3) 교직방향(교각 상단부)

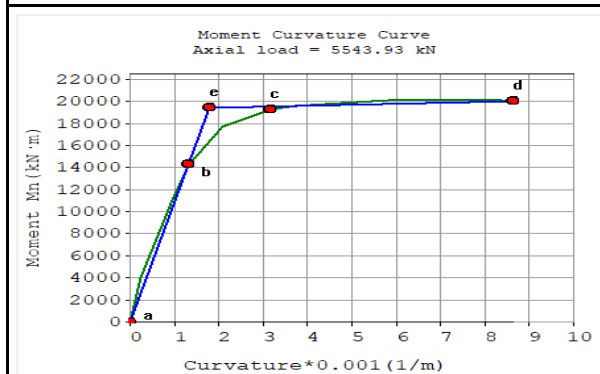
초기항복시	모멘트(M_y^T)	14,282	kN·m	곡률(Φ_y^T)	0.001320	m^{-1}
항복시	모멘트(M_y^T)	19,460	kN·m	곡률(Φ_y^T)	0.001798	m^{-1}
극한시	모멘트(M_u^T)	20,039	kN·m	곡률(Φ_u^T)	0.008628	m^{-1}



< 모멘트 곡률곡선 >
(교축하단방향)



< 모멘트 곡률곡선 >
(교축직각하단방향)



< 모멘트 곡률곡선 >
(교축직각상단방향)

5.6.3.1 교각의유효강성산정

1) 교축방향

$$k^L = I_{eff} / I_g = 0.427 / 0.785 = 0.543$$

$$I_{eff} = \frac{M_y}{\Phi_y \cdot E_c} = \frac{19,896}{0.0018072 \times 25,811,006} = 0.427$$

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

$$I_g = \quad \quad \quad = 0.785 \text{ m}^4$$

2) 교직방향

$$k^T = I_{eff} / I_g = 0.427 / 0.785 = 0.543$$

$$I_{eff} = \frac{M_y}{\Phi_y \cdot E_c} = \frac{19,893}{0.00180698 \times 25,811,006} = 0.427$$

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

$$I_g = \quad \quad \quad = 0.785 \text{ m}^4$$

3) 유효강성 산정

$$\therefore \text{교축방향} \quad I_{eff} = k^L \times I_g = 0.543 \times I_g = 0.427 \text{ m}^4$$

$$\therefore \text{교직방향} \quad I_{eff} = k^T \times I_g = 0.543 \times I_g = 0.427 \text{ m}^4$$

- M-φ 해석에 의해 구한 항복모멘트(M_y)와 항복곡률(φ_y)을 이용하여 유효강성(E_cI_{eff})을 산정하고,

이를 통해 유효단면 2차모멘트(I_{eff})를 산정

- 기둥의 유효단면 2차모멘트는 '붕괴방지수준'에 대한 탄성지진력 산정시 적용

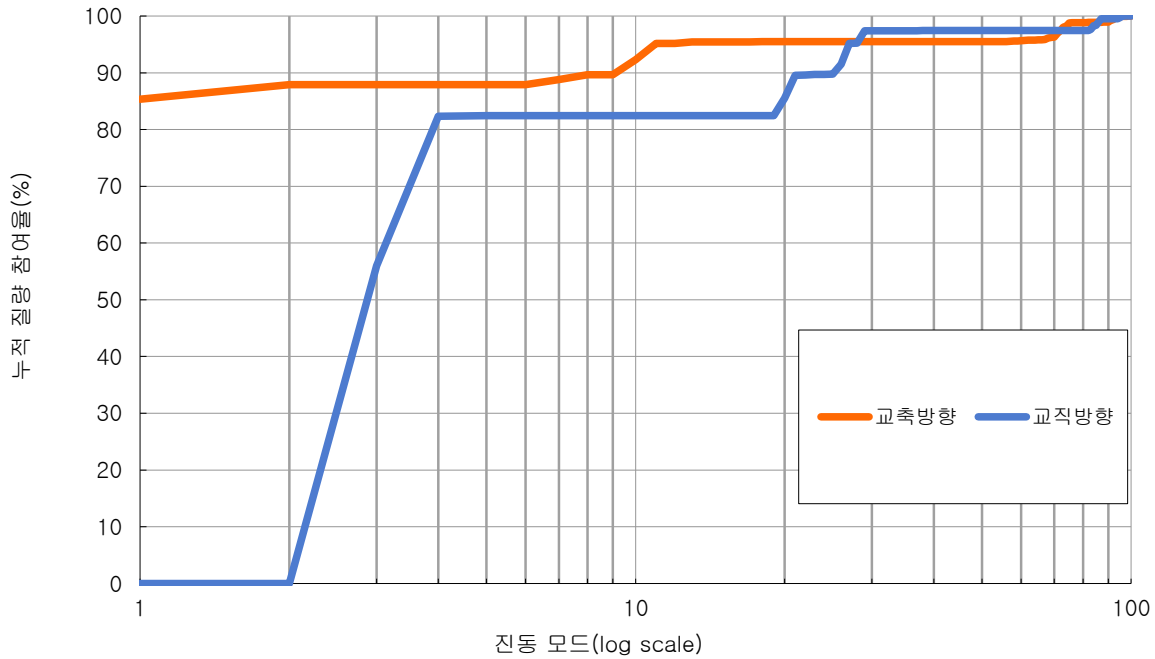
6. 고유치 해석

6.1 해석 결과

모드	주기	INDIVIDUAL MODE (%)			CUMULATIVE SUM (%)			비고
	(sec)	UX	UY	UZ	UX	UY	UZ	
1	1.64	85.34	0.00	0.00	85.34	0.00	0.00	
2	1.50	2.55	0.00	0.00	87.89	0.00	0.00	
3	1.44	0.00	56.01	0.00	87.89	56.01	0.00	
4	1.40	0.00	26.35	0.00	87.89	82.36	0.00	
5	1.26	0.00	0.07	0.00	87.89	82.43	0.00	
6	1.22	0.00	0.02	0.00	87.90	82.44	0.00	
7	0.41	0.89	0.00	0.00	88.79	82.44	0.00	
8	0.38	0.86	0.00	0.00	89.65	82.44	0.00	
9	0.36	0.01	0.00	0.00	89.66	82.45	0.00	
10	0.36	2.63	0.00	0.00	92.29	82.45	0.00	
11	0.34	2.90	0.00	0.00	95.19	82.45	0.00	
12	0.33	0.00	0.00	0.00	95.19	82.45	0.00	
13	0.33	0.25	0.00	0.00	95.45	82.45	0.00	
14	0.32	0.00	0.00	0.00	95.45	82.45	0.00	
15	0.32	0.00	0.00	0.00	95.45	82.45	0.00	
16	0.28	0.01	0.00	0.00	95.45	82.45	0.01	
17	0.27	0.00	0.00	0.00	95.46	82.45	0.01	
18	0.27	0.03	0.00	0.01	95.48	82.45	0.01	
19	0.27	0.00	0.01	0.00	95.49	82.46	0.01	
20	0.26	0.00	3.04	0.00	95.49	85.50	0.02	
21	0.25	0.00	4.06	0.01	95.49	89.57	0.02	
22	0.25	0.01	0.01	32.21	95.49	89.58	32.23	
23	0.24	0.00	0.12	0.53	95.49	89.69	32.76	
24	0.24	0.01	0.01	22.38	95.50	89.70	55.14	
25	0.24	0.00	0.06	4.85	95.50	89.76	60.00	
26	0.24	0.00	1.73	0.01	95.50	91.49	60.00	
27	0.23	0.00	3.69	0.01	95.50	95.17	60.01	
28	0.23	0.00	0.03	0.00	95.50	95.21	60.01	
29	0.23	0.00	2.19	0.00	95.50	97.40	60.01	
30	0.21	0.00	0.00	0.11	95.50	97.40	60.12	
31	0.21	0.00	0.00	0.00	95.50	97.40	60.12	
32	0.20	0.00	0.00	0.00	95.50	97.40	60.12	
33	0.20	0.00	0.00	0.03	95.50	97.40	60.15	
34	0.19	0.00	0.01	0.00	95.50	97.41	60.15	
35	0.18	0.00	0.02	0.00	95.50	97.42	60.15	
36	0.18	0.00	0.00	0.00	95.50	97.42	60.15	
37	0.15	0.00	0.00	0.00	95.50	97.42	60.15	
38	0.14	0.00	0.00	0.00	95.50	97.43	60.15	
39	0.13	0.00	0.00	0.00	95.50	97.43	60.15	
40	0.13	0.00	0.00	0.00	95.50	97.43	60.15	
41	0.13	0.00	0.00	0.00	95.50	97.43	60.15	
42	0.13	0.00	0.00	0.00	95.50	97.43	60.15	
43	0.12	0.00	0.00	0.00	95.50	97.43	60.15	
44	0.12	0.00	0.00	0.00	95.50	97.43	60.15	
45	0.11	0.00	0.00	0.00	95.50	97.43	60.15	
46	0.11	0.00	0.00	0.00	95.50	97.43	60.15	
47	0.10	0.00	0.00	0.00	95.50	97.43	60.15	
48	0.10	0.00	0.00	0.00	95.50	97.43	60.15	
49	0.10	0.00	0.00	0.00	95.50	97.43	60.15	
50	0.10	0.00	0.00	0.00	95.50	97.43	60.15	

51	0.09	0.00	0.00	0.00	95.50	97.43	60.15	
52	0.09	0.00	0.00	0.00	95.50	97.43	60.15	
53	0.09	0.00	0.00	0.00	95.50	97.43	60.15	
54	0.09	0.00	0.00	0.00	95.50	97.43	60.15	
55	0.08	0.00	0.00	0.01	95.50	97.43	60.16	
56	0.08	0.00	0.00	0.01	95.51	97.43	60.17	
57	0.08	0.04	0.00	0.08	95.55	97.43	60.25	
58	0.08	0.03	0.00	0.04	95.58	97.43	60.28	
59	0.08	0.02	0.00	0.05	95.60	97.43	60.33	
60	0.08	0.06	0.00	0.05	95.66	97.43	60.38	
61	0.08	0.05	0.00	0.00	95.71	97.43	60.39	
62	0.08	0.04	0.00	0.03	95.75	97.43	60.42	
63	0.08	0.00	0.00	0.00	95.75	97.43	60.42	
64	0.08	0.03	0.00	0.01	95.78	97.43	60.43	
65	0.08	0.01	0.00	0.01	95.80	97.43	60.44	
66	0.07	0.00	0.00	0.00	95.80	97.43	60.44	
67	0.07	0.04	0.00	0.00	95.84	97.43	60.44	
68	0.07	0.31	0.00	0.00	96.15	97.43	60.44	
69	0.07	0.07	0.00	0.05	96.22	97.43	60.49	
70	0.07	0.04	0.00	0.03	96.26	97.43	60.52	
71	0.06	0.71	0.00	0.00	96.97	97.43	60.52	
72	0.06	0.47	0.00	0.00	97.44	97.43	60.52	
73	0.06	0.62	0.00	0.13	98.05	97.43	60.64	
74	0.06	0.13	0.00	0.57	98.19	97.43	61.22	
75	0.06	0.60	0.00	0.11	98.79	97.43	61.33	
76	0.06	0.02	0.00	5.41	98.81	97.43	66.74	
77	0.05	0.00	0.01	0.11	98.81	97.44	66.85	
78	0.05	0.04	0.00	0.24	98.85	97.44	67.09	
79	0.05	0.00	0.01	0.58	98.85	97.45	67.67	
80	0.05	0.00	0.01	1.11	98.85	97.46	68.78	
81	0.05	0.00	0.01	1.32	98.85	97.47	70.10	
82	0.04	0.02	0.00	0.13	98.88	97.47	70.24	
83	0.04	0.00	0.18	0.05	98.88	97.65	70.28	
84	0.04	0.00	0.66	0.05	98.88	98.31	70.33	
85	0.04	0.02	0.02	0.01	98.90	98.33	70.34	
86	0.04	0.00	0.67	0.04	98.90	99.00	70.38	
87	0.03	0.00	0.50	0.02	98.90	99.50	70.40	
88	0.03	0.01	0.00	0.05	98.92	99.50	70.45	
89	0.03	0.01	0.00	0.16	98.92	99.50	70.61	
90	0.03	0.00	0.01	0.00	98.93	99.51	70.61	
91	0.02	0.33	0.00	0.08	99.25	99.51	70.70	
92	0.02	0.11	0.00	0.10	99.36	99.52	70.79	
93	0.02	0.45	0.00	0.00	99.81	99.52	70.79	
94	0.02	0.13	0.00	0.00	99.94	99.52	70.80	
95	0.02	0.00	0.21	0.01	99.94	99.72	70.80	
96	0.02	0.00	0.27	0.00	99.94	99.99	70.80	
97	0.01	0.03	0.00	0.00	99.97	99.99	70.81	
98	0.01	0.00	0.01	0.01	99.97	100.00	70.81	
99	0.01	0.03	0.00	0.00	100.00	100.00	70.81	
100	0.01	0.00	0.00	0.07	100.00	100.00	70.88	

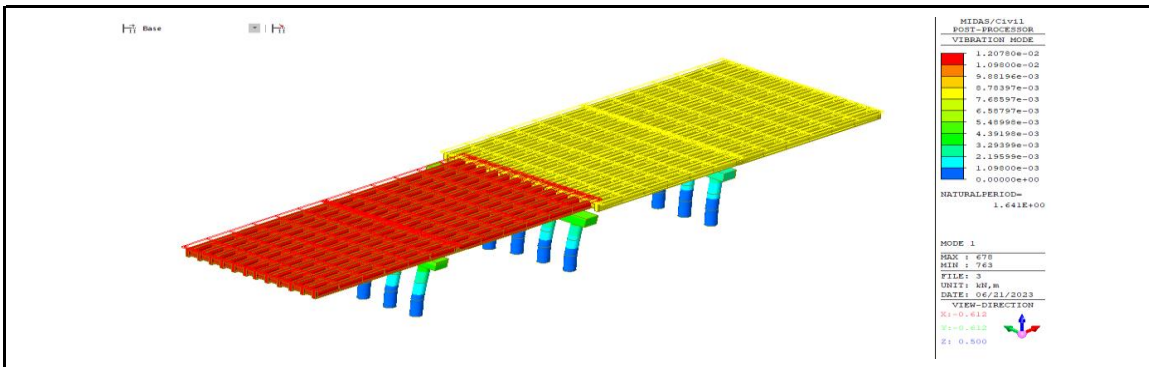
6.2 모드별 질량 참여율 그래프



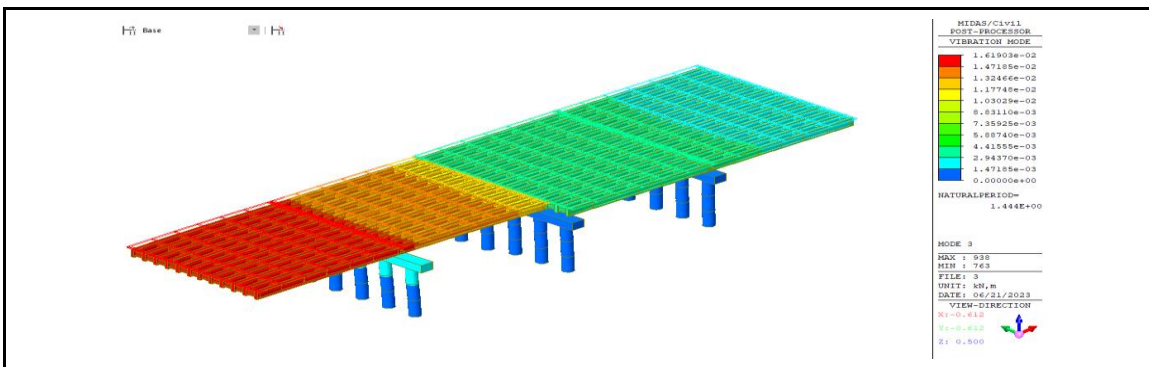
진동모드의 누적 질량 참여율 (%)

6.3 주요 모드 형상 (Mode Shape)

○ 교축방향 (T = 1.6408 sec) - 1 Mode



○ 교축직각방향 (T = 1.4444 sec) - 3 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	117.27	0	0	0.98	0	0
P1	117.00	818	8531	0.19	2	10
P2	117.53	651	8787	1.08	4	23
P3	100.13	799	8100	0.16	2	9
A2	100.36	0	0	1.13	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	49.17	759	1410	0.03	2	10
P2	59.21	603	1250	0.11	3	22
P3	40.93	741	1308	0.02	2	9
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	2.63	0	0	93.83	0	0
P1	2.67	16	98	95.05	1013	6228
P2	2.80	16	145	91.10	965	6162
P3	2.74	17	150	89.39	1046	6271
A2	2.68	0	0	89.14	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	0.32	15	97	16.32	898	5868
P2	0.79	15	69	16.49	832	5684
P3	0.70	16	54	14.55	938	5882
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	5,312	1	9	6,283	0	1
P2	4,882	12	62	5,891	1	7
P3	5,544	3	27	6,484	0	0
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	0.06	1	2	0.01	0	1
P2	1.08	12	199	0.14	1	22
P3	0.13	3	7	0.01	0	3
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)	5,312.2		5,312.2	
하단축력(kN)	6,282.7		6,282.7	
상단변위(mm)	49.2	0.0	0.3	16.3
상단전단력(kN)	759.5	1.8	15.3	898.3
하단전단력(kN)	818.2	1.8	15.5	1,013.2
상단모멘트(kN·m)	1,409.8	10.1	96.5	5,868.2
하단모멘트(kN·m)	8,531.4	10.2	98.0	6,228.1

2) 하중경우별 해석결과 (30% 규정 적용)

부재력	하중경우 1		하중경우 2	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	5,312.2		5,312.2	
하단축력(kN)	6,282.7		6,282.7	
상단변위(mm)	49.3	4.9	15.1	16.3
상단전단력(kN)	764.1	271.3	243.2	898.8
하단전단력(kN)	822.8	305.8	261.0	1,013.7
상단모멘트(kN·m)	1,438.8	1,770.5	519.5	5,871.2
하단모멘트(kN·m)	8,560.8	1,878.7	2,657.4	6,231.2

3) 하중경우별 해석결과 (고정하중)

부재력	하중경우		하중경우	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	5,312.2		5,312.2	
하단축력(kN)	6,282.7		6,282.7	
상단변위(mm)	0.1	0.0	0.1	0.0
상단전단력(kN)	0.6	0.0	0.6	0.0
하단전단력(kN)	0.6	0.0	0.6	0.0
상단모멘트(kN·m)	2.0	0.6	2.0	0.6
하단모멘트(kN·m)	8.6	0.9	8.6	0.9

4) 방향별 하중조합

부재력	교축방향	교직방향	기호
	교축 조합력	교직 조합력	
상단축력(kN)	5,312.2	5,312.2	P
하단축력(kN)	6,282.7	6,282.7	P _{bot}
상단변위(mm)	49.3	16.3	[ΔE]comb
상단전단력(kN)	764.7	898.9	[VE]comb,Top
하단전단력(kN)	823.5	1,013.7	[VE]comb,Bot
상단모멘트(kN·m)	1,440.8	5,871.8	[ME]comb
하단모멘트(kN·m)	8,569.3	6,232.1	[ME]comb

P2 교각 (기둥)

1) 해석결과

부재력	교축방향 지진시		교직방향 지진시	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	4,881.7		4,881.7	
하단축력(kN)	5,891.5		5,891.5	
상단변위(mm)	59.2	0.1	0.8	16.5
상단전단력(kN)	602.6	3.4	15.4	831.7
하단전단력(kN)	651.3	3.9	15.8	964.7
상단모멘트(kN·m)	1,249.5	21.6	69.3	5,684.2
하단모멘트(kN·m)	8,787.0	23.1	144.9	6,161.9

2) 하중경우별 해석결과 (30% 규정 적용)

부재력	하중경우 1		하중경우 2	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	4,881.7		4,881.7	
하단축력(kN)	5,891.5		5,891.5	
상단변위(mm)	59.4	5.1	18.5	16.5
상단전단력(kN)	607.2	252.9	196.2	832.7
하단전단력(kN)	656.0	293.3	211.2	965.9
상단모멘트(kN·m)	1,270.3	1,726.9	444.2	5,690.7
하단모멘트(kN·m)	8,830.5	1,871.7	2,781.0	6,168.8

3) 하중경우별 해석결과 (고정하중)

부재력	하중경우		하중경우	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	4,881.7		4,881.7	
하단축력(kN)	5,891.5		5,891.5	
상단변위(mm)	1.1	0.1	1.1	0.1
상단전단력(kN)	12.3	1.1	12.3	1.1
하단전단력(kN)	12.3	1.1	12.3	1.1
상단모멘트(kN·m)	198.6	22.3	198.6	22.3
하단모멘트(kN·m)	62.2	7.5	62.2	7.5

4) 방향별 하중조합

부재력	교축방향	교직방향	기호
	교축 조합력	교직 조합력	
상단축력(kN)	4,881.7	4,881.7	P
하단축력(kN)	5,891.5	5,891.5	Pbot
상단변위(mm)	60.5	16.7	[ΔE]comb
상단전단력(kN)	619.5	833.8	[VE]comb,Top
하단전단력(kN)	668.3	967.0	[VE]comb,Bot
상단모멘트(kN·m)	1,468.9	5,713.0	[ME]comb
하단모멘트(kN·m)	8,892.6	6,176.3	[ME]comb

P3 교각 (기둥)

1) 해석결과

부재력	교축방향 지진시		교직방향 지진시	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	5,543.9		5,543.9	
하단축력(kN)	6,483.6		6,483.6	
상단변위(mm)	40.9	0.0	0.7	14.6
상단전단력(kN)	741.3	1.5	16.3	937.6
하단전단력(kN)	799.4	1.7	17.0	1,046.0
상단모멘트(kN·m)	1,307.6	8.9	53.8	5,881.8
하단모멘트(kN·m)	8,099.7	9.3	149.7	6,270.9

2) 하중경우별 해석결과 (30% 규정 적용)

부재력	하중경우 1		하중경우 2	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	5,543.9		5,543.9	
하단축력(kN)	6,483.6		6,483.6	
상단변위(mm)	41.1	4.4	13.0	14.6
상단전단력(kN)	746.2	282.8	238.7	938.0
하단전단력(kN)	804.5	315.5	256.8	1,046.5
상단모멘트(kN·m)	1,323.7	1,773.5	446.1	5,884.5
하단모멘트(kN·m)	8,144.6	1,890.5	2,579.6	6,273.7

3) 하중경우별 해석결과 (고정하중)

부재력	하중경우		하중경우	
	교축력	교직력	교축력	교직력
상단축력(kN)	5,543.9		5,543.9	
하단축력(kN)	6,483.6		6,483.6	
상단변위(mm)	0.1	0.0	0.1	0.0
상단전단력(kN)	2.8	0.3	2.8	0.3
하단전단력(kN)	2.8	0.3	2.8	0.3
상단모멘트(kN·m)	7.3	3.2	7.3	3.2
하단모멘트(kN·m)	26.9	0.1	26.9	0.1

4) 방향별 하중조합

부재력	교축방향	교직방향	기호
	교축 조합력	교직 조합력	
상단축력(kN)	5,543.9	5,543.9	P
하단축력(kN)	6,483.6	6,483.6	Pbot
상단변위(mm)	41.3	14.6	[ΔE]comb
상단전단력(kN)	749.0	938.3	[VE]comb,Top
하단전단력(kN)	807.3	1,046.8	[VE]comb,Bot
상단모멘트(kN·m)	1,331.0	5,887.7	[ME]comb
하단모멘트(kN·m)	8,171.5	6,273.7	[ME]comb

8.2 기둥당 부재력 집계 (30% 규정 적용)

교각		하단축력(kN)	하단전단력(kN)	하단모멘트(kN·m)
P1	교축	6282.7	823.5	8569.3
	교직	6282.7	1013.7	6232.1
P2	교축	5891.5	668.3	8892.6
	교직	5891.5	967.0	6176.3
P3	교축	6483.6	807.3	8171.5
	교직	6483.6	1046.8	6273.7

8.3 받침부 개당 부재력 집계 (30% 규정 적용) (단위:kN)

교각	교축력	교직력
A1	198	158
P1	143	161
P2	131	155
P3	126	152
A2	170	150

8.4 받침부 전체 부재력 집계 (30% 규정 적용) (단위:kN)

교각	교축력	교직력
A1	1182	946
P1	3406	3854
P2	1536	2081
P3	1993	2427
A2	1348	1199

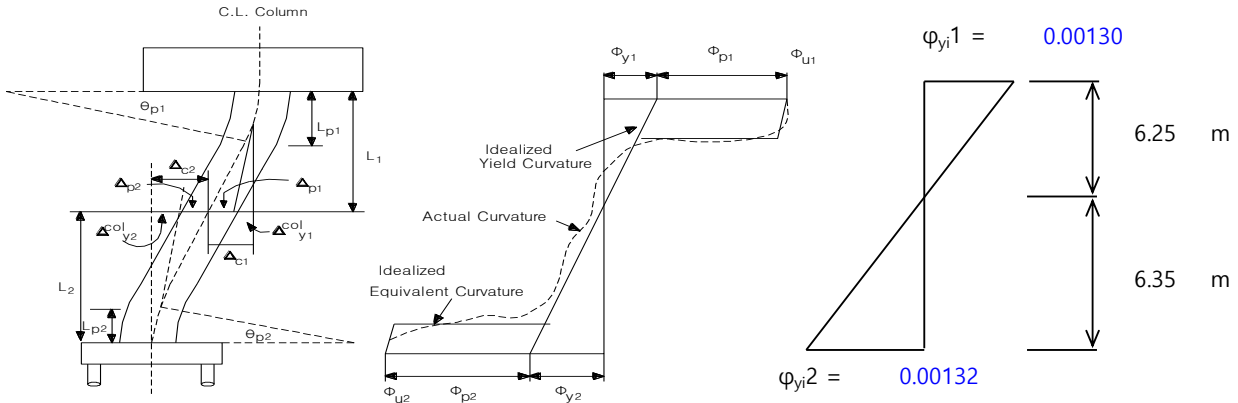
9. 교각부 평가

9.1 교각 1

9.1.1 교각 거동 특성값

구 분	교축방향	교직방향	비고
거동형태	1	2	1 : 캔틸레버식 2 : 라멘식
	(캔틸레버식)	(라멘식)	
굽이음 판단	3	3	1:100%, 2:50%, 3:0%
교각높이 H (m)	12.600	12.600	교각높이
교각유효높이 H _e (m)	14.600	6.300	교직-상부구조 도심
진동주기(sec)	1.641	1.444	해석결과

※ 교축직각방향-이중곡률 변형에 따른 모멘트 팔길이(He) 산정



< 이중곡률 변형에 따른 거동특성 >

$$\begin{aligned}
 \therefore \text{교축직각방향 상단 } H_e &= \text{기둥길이}(L) \times \phi_{yi1} / (\phi_{yi1} + \phi_{yi2}) \\
 &= 12.600 \times 0.00130 / (0.00130 + 0.00132) = 6.25 \text{ m} \\
 \therefore \text{교축직각방향 하단 } H_e &= \text{기둥길이}(L) \times \phi_{yi2} / (\phi_{yi1} + \phi_{yi2}) \\
 &= 12.600 \times 0.00132 / (0.00130 + 0.00132) = 6.35 \text{ m}
 \end{aligned}$$

9.1.2 휨성능 곡선 산정

1) 교축방향

$$\begin{aligned}
 F_y^L &= M_y^L / H_e = 18,215 / 14.600 = 1,247.589 \text{ kN} \\
 F_u^L &= M_u^L / H_e = 18,729 / 14.600 = 1,282.822 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) 교축직각방향

$$\begin{aligned}
 F_y^T &= M_y^T / H_e = 18,212 / 6.352 = 2,867.081 \text{ kN} \\
 F_u^T &= M_u^T / H_e = 18,725 / 6.352 = 2,947.812 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- 기둥상단

$$\begin{aligned}
 F_y^T &= M_y^T / H_e = 17,744 / 6.248 = 2,839.965 \text{ kN} \\
 F_u^T &= M_u^T / H_e = 18,248 / 6.248 = 2,920.663 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

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)

$$\bullet \quad \Delta_y^L = \frac{\Phi_y^L H_e^2}{3} = \frac{0.00179 \times 14.600^2}{3} = 0.1270 \quad \text{m}$$

② 소성변위(Δ_p)

$$\begin{aligned} \bullet \quad L_p^L &= 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl} = 0.08 \times 14.6 + 0.022 \times 300 \times 0.029 = 1.357 \quad \text{m} \\ &\geq 0.044 f_y d_{bl} = 0.044 \times 300 \times 0.029 = 0.383 \quad \text{m} \\ \bullet \quad \theta_p^L &= (\Phi_U^L - \Phi_y^L) L_p^L = (0.00865 - 0.00179) \times 1.357 = 0.0093 \\ \bullet \quad \Delta_p^L &= (M_U^L / m_Y^L - 1) \Delta_y^L + \theta_p^L (H_e^L - L_p^L / 2) \\ &= \left(\frac{18,729}{18,215} - 1 \right) \times 0.12704 + 0.00931 \times \left(14.600 - \frac{1.357}{2} \right) \\ &= 0.1332 \quad \text{m} \end{aligned}$$

③ 극한변위(Δ_u^{Lf})

$$\bullet \quad \Delta_u^{Lf} = \Delta_y^L + \Delta_p^L = 0.12700 + 0.13320 = 0.2602 \quad \text{m}$$

④ 공급연성도

$$\begin{aligned} \bullet \quad \text{공급변위연성도} \quad \mu_{\Delta c}^L &= \frac{\Delta_u^L}{\Delta_y^L} = \frac{0.2602}{0.1270} = 2.048 \quad (\text{제한없음}) \\ &= 2.048 \end{aligned}$$

⑤ 교각의 공급연성도

교각의 공급연성도는 평가요령에 따라 **2.048** 로 제한

(휨파괴보다 전단파괴가 먼저 일어날시 연성도는 1.0으로 측정한다.)

2) 교축직각방향

- 교축직각방향 하단

① 항복변위(Δ_y^T)

$$\bullet \quad \Delta_y^T = \frac{\Phi_y^T H_e^2}{3} = \frac{0.00179 \times 6.352^2}{3} = 0.0240 \quad \text{m}$$

② 소성변위(Δ_p)

$$\begin{aligned} \bullet \quad L_p^T &= 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl} = 0.08 \times 6.352 + 0.022 \times 300 \times 0.029 = 0.697 \quad \text{m} \\ &\geq 0.044 f_y d_{bl} = 0.044 \times 300 \times 0.029 = 0.383 \quad \text{m} \\ \bullet \quad \theta_p^T &= (\Phi_U^T - \Phi_y^T) L_p^T = (0.00865 - 0.00179) \times 0.697 \\ &= 0.00480 \\ \bullet \quad \Delta_p^T &= (M_U^T / m_Y^T - 1) \Delta_y^T + \theta_p^T (H_e^T - L_p^T / 2) \\ &= \left(\frac{18,725}{18,212} - 1 \right) \times 0.02404 + 0.00480 \times \left(6.352 - \frac{0.697}{2} \right) \\ &= 0.0295 \quad \text{m} \end{aligned}$$

③ 극한변위(Δ_u^T)

$$\bullet \quad \Delta_u^{Tf} = \Delta_y^T + \Delta_p^T = 0.0240 + 0.0295 = 0.0535 \quad \text{m}$$

④ 공급연성도

$$\begin{aligned} \mu_{\Delta c} &= \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = \frac{0.05350}{0.02404} = 2.225 \quad (\text{제한없음}) \\ &= 2.225 \end{aligned}$$

⑤ 교각의 공급연성도

교각의 공급연성도는 평가요령에 따라 **2.225** 로 제한

(휨파괴보다 전단파괴가 먼저 일어날시 연성도는 1.0으로 측정한다.)

- 교축직각방향 상단

① 항복변위(Δ_y)

$$\Delta_y^T = \frac{\Phi_y^T H_e^2}{3} = \frac{0.00178 \times 6.248^2}{3} = 0.02314 \quad \text{m}$$

② 소성변위(Δ_p)

$$\begin{aligned} L_p^T &= 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl} = 0.08 \times 6.248 + 0.022 \times 300 \times 0.029 = 0.689 \quad \text{m} \\ &\geq 0.044 f_y d_{bl} = 0.044 \times 300 \times 0.029 = 0.383 \quad \text{m} \\ \theta_p^T &= (\Phi_u - \Phi_y) L_p^T = (0.00895 - 0.00178) \times 0.689 \\ &= 0.00490 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta_p^T &= (M_u^T / m_y^T - 1) \Delta_y^T + \theta_p^T (H_e^T - L_p^T / 2) \\ &= \left(\frac{18,248}{17,744} - 1 \right) \times 0.02314 + 0.00490 \times \left(6.248 - \frac{0.689}{2} \right) \\ &= 0.0296 \quad \text{m} \end{aligned}$$

③ 극한변위(Δ_u)

$$\Delta_u^T = \Delta_y^T + \Delta_p^T = 0.0231 + 0.0296 = 0.0527 \quad \text{m}$$

④ 공급연성도

$$\begin{aligned} \mu_{\Delta c} &= \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = \frac{0.0527}{0.02314} = 2.278 \quad (\text{제한없음}) \\ &= 2.278 \end{aligned}$$

⑤ 교각의 공급연성도

교각의 공급연성도는 평가요령에 따라 **2.278** 로 제한

(휨파괴보다 전단파괴가 먼저 일어날시 연성도는 1.0으로 측정한다.)

구 분	교축방향		교축직각방향(하단)		교축직각방향(상단)		비고
	항복시(y)	극한시(u)	항복시(y)	극한시(u)	항복시(y)	극한시(u)	
휨강도 F (kN)	1248	1283	2867	2948	2840	2921	
변위 Δ (m)	0.1270	0.2602	0.0240	0.0535	0.0231	0.0527	

휨강도, 항복 및 극한변위

9.1.4 전단성능곡선 산정

1) 교축방향 (V_c)

① 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_c)

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

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0.300 \times \sqrt{24} \times 2.5133 = 3,694 \text{ kN}$$

$$k = 0.295 \quad (k=0.3-0.1(\mu_\Delta-2), \text{ 단 } \mu_\Delta \leq 2.0 \text{ 이면 } k=0.3)$$

$$A_e = 0.8 \times A_{\text{gross}} = 0.8 \times 3.142 = 2.5133 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$$

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

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0 \times \sqrt{24} \times 2.5133 = 0 \text{ kN}$$

$$k = 0.000$$

$$A_e = 0.8 \times A_{\text{gross}} = 0.8 \times 3.142 = 2.5133 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$$

여기서,

A_e : 유효 단면적

A_{gross} : 3.142 m^2

k : 부재의 변위연성도에 따른 콘크리트의 전단강도를 감소시켜주는 계수

- 변위연성도 μ_Δ 에 따른 Δ^L

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 2.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 2.0 \times 0.12704 = 0.25408 \text{ m}$$

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 5.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 5.0 \times 0.12704 = 0.63521 \text{ m}$$

2) 교축직각방향

① 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_c) - 교각 하단

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

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0.300 \times \sqrt{24} \times 2.5133 = 3,694 \text{ kN}$$

$$k = 0.277 \quad (k=0.3-0.1(\mu_\Delta-2), \text{ 단 } \mu_\Delta \leq 2.0 \text{ 이면 } k=0.3)$$

$$A_e = 0.8 \times A_{\text{gross}} = 0.8 \times 3.142 = 2.5133 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$$

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

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0 \times \sqrt{24} \times 2.5133 = 0 \text{ kN}$$

$$k = 0.000$$

$$A_e = 0.8 \times A_{\text{gross}} = 0.8 \times 3.142 = 2.5133 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$$

여기서,

A_e : 유효 단면적

A_{gross} : 3.142 m^2

k : 부재의 변위연성도에 따른 콘크리트의 전단강도를 감소시켜주는 계수

- 변위연성도 μ_Δ 에 따른 Δ^L

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 2.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 2.0 \times 0.02404 = 0.04809 \text{ m}$$

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 5.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 5.0 \times 0.02404 = 0.12022 \text{ m}$$

② 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_c) - 교각 상단

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

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0.300 \times \sqrt{24} \times 2.5133 = 3,694 \text{ kN}$$

$$k = 0.272 \quad (k=0.3-0.1(\mu_\Delta-2), \text{ 단 } \mu_\Delta \leq 2.0 \text{ 이면 } k=0.3)$$

$$A_e = 0.8 \times A_{\text{gross}} = 0.8 \times 3.142 = 2.5133 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$$

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

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0 \times \sqrt{24} \times 2.5133 = 0 \text{ kN}$$

$$k = 0.000$$

$$A_e = 0.8 \times A_{\text{gross}} = 0.8 \times 3.142 = 2.5133 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$$

여기서,

A_e : 유효 단면적

A_{gross} : 3.142 m^2

k : 부재의 변위연성도에 따른 콘크리트의 전단강도를 감소시켜주는 계수

- 변위연성도 μ_Δ 에 따른 Δ^L

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 2.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 2.0 \times 0.02314 = 0.04628 \text{ m}$$

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 5.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 5.0 \times 0.02314 = 0.11569 \text{ m}$$

3) 교축방향 (V_s)

① 전단철근에 의한 전단강도 (V_s)

$$\bullet V_s = \frac{\pi A_v f_y D'}{2 s} = \frac{\pi 397.2 \times 300 \times 1,844.5}{2 \times 150} = 2,302 \text{ kN}$$

여기서, $A_v = 397.2 \text{ mm}^2$ (전단력 작용 방향의 횡방향 철근의 단면적)

=> (D16 - 2 EA) 2 단 배근

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

$D' = D(\text{기둥폭}) - 2c(\text{피복})$

$$= 2000 - 2 \times 100.0 + 28.6 + 15.9$$

= 1,844.5 mm (횡철근 중심간 거리)

4) 교축직각방향 (V_s)

① 전단철근이 부담하는 전단강도(V_s) - 교각 하단

$$\bullet V_s = \frac{\pi A_v f_y D'}{2 s} = \frac{\pi 397.2 \times 300 \times 1,844.5}{2 \times 150} = 2,301.6 \text{ kN}$$

여기서, $A_v = 397.2 \text{ mm}^2$ (전단력 작용 방향의 횡방향 철근의 단면적)

$$\begin{aligned}
 &=> (D16 - 2 EA) \quad 2 \text{ 단 배근} \\
 f_y &= 300 \text{ Mpa} \quad (\text{횡방향 철근의 항복강도}) \\
 D' &= D(\text{기둥폭}) - 2c(\text{피복}) \\
 &= 2000 - 2 \times 100.0 + 28.6 + 15.9 \\
 &= 1844.5 \text{ mm} \quad (\text{횡철근 중심간 거리})
 \end{aligned}$$

② 전단철근이 부담하는 전단강도(V_s) - 교각 상단

$$\begin{aligned}
 V_s &= \frac{\pi A_v f_y D'}{2 s} \\
 &= \frac{\pi \times 397.2 \times 300 \times 1,844.5}{2 \times 150} = 2,301.6 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

여기서, $A_v = 397.2 \text{ mm}^2$ (전단력 작용 방향의 횡방향 철근의 단면적)

$$\begin{aligned}
 &=> (D16 - 2 EA) \quad 2 \text{ 단 배근} \\
 f_y &= 300 \text{ Mpa} \quad (\text{횡방향 철근의 항복강도}) \\
 D' &= D(\text{기둥폭}) - 2c(\text{피복}) \\
 &= 2000 - 2 \times 100.0 + 28.6 + 15.9 \\
 &= 1844.5 \text{ mm} \quad (\text{횡철근 중심간 거리})
 \end{aligned}$$

5) 교축방향 (V_p)

① 축력에 의한 전단강도(V_p)

$$V_p = 0.15 \times \frac{P_{TOP} \cdot t_s^L}{L_s} = 0.15 \times \frac{5,312 \times 2,000}{14,600} = 109 \text{ kN}$$

여기서, $P_{TOP} = 5,312 \text{ kN}$ (기둥당 상단고정하중)

$t_s^L = 2,000 \text{ m}$ ($=D$) (교축방향 기둥 폭)

$L_s^L = 14,600 \text{ m}$ ($=H_e^L$) (교각유효높이)

6) 교축직각방향 (V_p)

① 축력에 의한 전단강도(V_p) - 교각 하단

$$V_p = 0.15 \times \frac{P_{TOP} \cdot t_s}{L_s} = 0.15 \times \frac{5,312 \times 2,000}{6,352} = 251 \text{ kN}$$

여기서, $P_{TOP} = 5,312 \text{ kN}$ (기둥당 상단고정하중)

$t_s = 2,000 \text{ m}$ ($=D$) (교축직각방향 기둥 폭)

$L_s = 6,352 \text{ m}$ ($=H_e$) (교각유효높이)

② 축력에 의한 전단강도(V_p) - 교각 상단

$$V_p = 0.15 \times \frac{P \cdot h}{L_s} = 0.15 \times \frac{5,312 \times 2,000}{6,248} = 255 \text{ kN}$$

여기서, $P_{TOP} = 5,312 \text{ kN}$ (교각 1기둥당 상단고정하중)

$t_s = 2,000 \text{ m}$ ($=D$) (교축직각방향 기둥 폭)

$L_s = 6,248 \text{ m}$ ($=H_e$) (교각유효높이)

7) 교축방향 (V_n)

① 교각의 전단강도(V_n)

▶ $\mu_\Delta = 2.0$ 인 경우				
• V_n	=	$V_c + V_s + V_p$	=	$3,694 + 2,302 + 109$
			=	$6,105 \text{ kN}$
▶ $\mu_\Delta = 2.0$ 인 경우 Δ^L	=	0.25408		m

▶ $\mu_\Delta = 5.0$ 인 경우				
• V_n	=	$V_c + V_s + V_p$	=	$0 + 2,302 + 109$
			=	$2,411 \text{ kN}$
▶ $\mu_\Delta = 5.0$ 인 경우 Δ^L	=	0.63521		m

8) 교축직각방향 (V_n)

① 교각의 전단강도(V_n) - 교각 하단

▶ $\mu_\Delta = 2.0$ 인 경우				
• V_n	=	$V_c + V_s + V_p$	=	$3,694 + 2,302 + 251$
			=	$6,246 \text{ kN}$
▶ $\mu_\Delta = 2.0$ 인 경우 Δ^L	=	0.04809		m

▶ $\mu_\Delta = 5.0$ 인 경우				
• V_n	=	$V_c + V_s + V_p$	=	$0 + 2,302 + 251$
			=	$2,553 \text{ kN}$
▶ $\mu_\Delta = 5.0$ 인 경우 Δ^L	=	0.12022		m

② 교각의 전단강도(V_n) - 교각 상단

▶ $\mu_\Delta = 2.0$ 인 경우

$$\begin{aligned} \bullet V_n &= V_c + V_s + V_p &= & 3,694 & + & 2,302 & + & 255 \\ & &= & 6,250 & \text{ kN} \end{aligned}$$

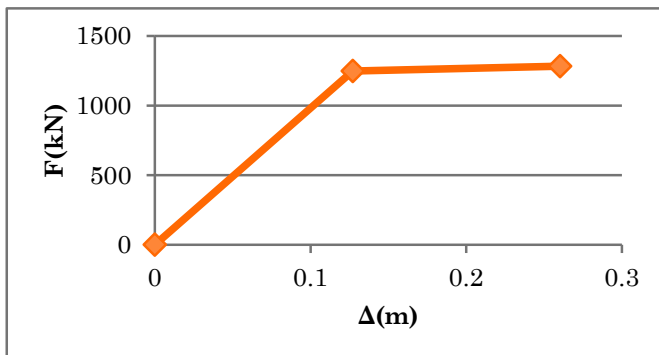
▶ $\mu_\Delta = 2.0$ 인 경우 $\Delta^L =$ $= 0.04628 \text{ m}$

▶ $\mu_\Delta = 5.0$ 인 경우

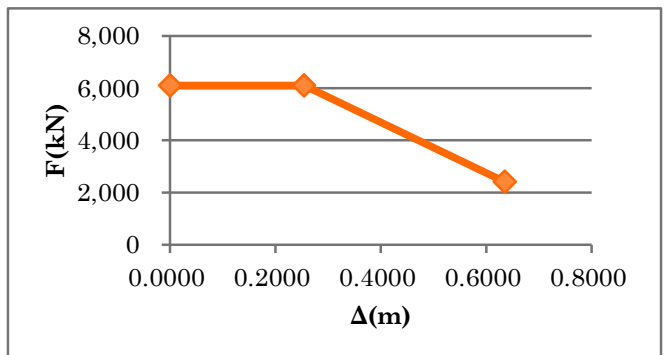
$$\begin{aligned} \bullet V_n &= V_c + V_s + V_p &= & 0 & + & 2,302 & + & 255 \\ & &= & 2,557 & \text{ kN} \end{aligned}$$

▶ $\mu_\Delta = 5.0$ 인 경우 $\Delta^L =$ $= 0.11569 \text{ m}$

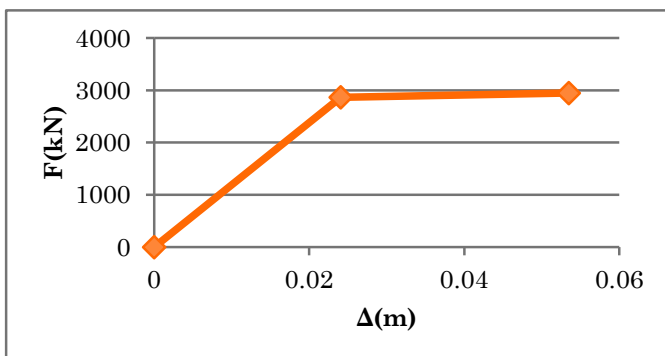
※ 힘·전단성능 곡선



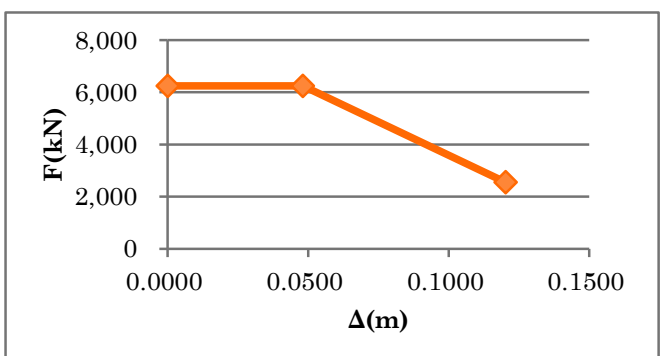
교축방향 휨성능 곡선



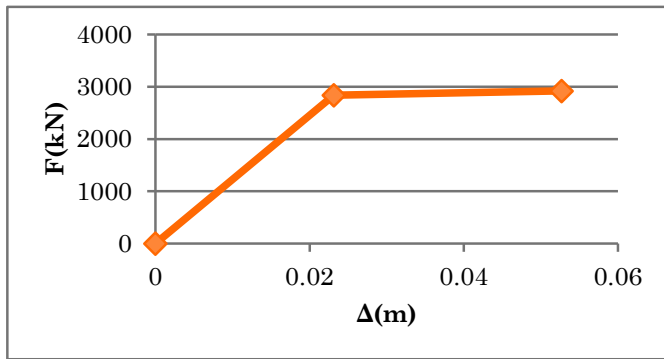
교축방향 전단성능 곡선



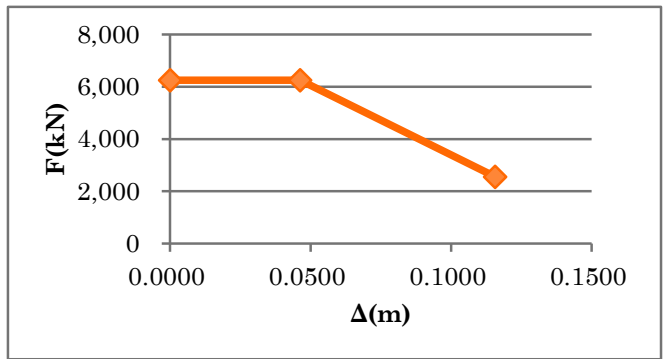
교축직각방향(하단) 휨성능 곡선



교축직각방향(하단) 전단성능 곡선



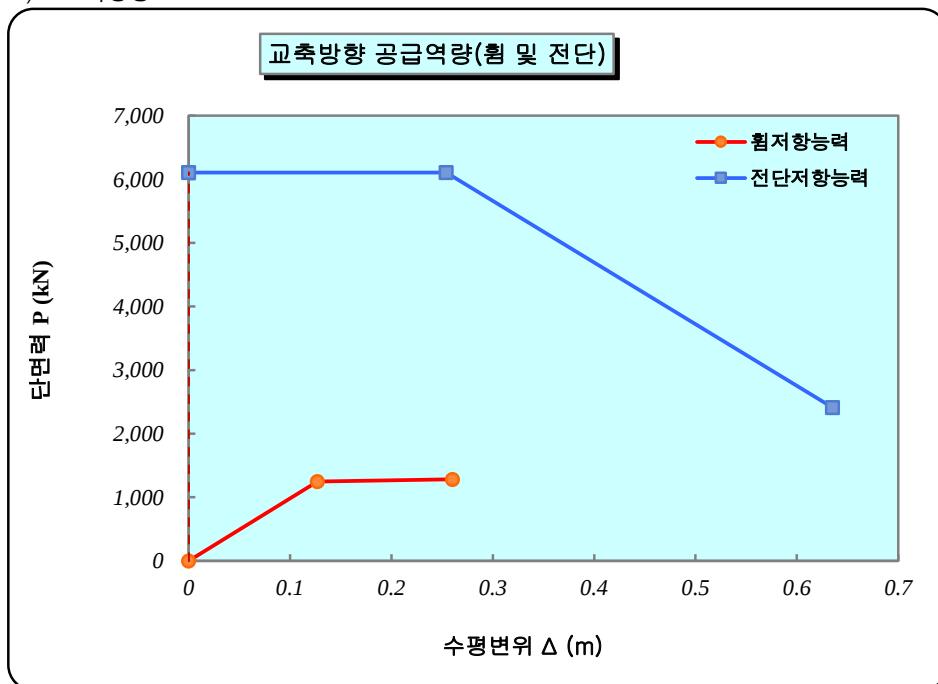
교축직각방향(상단) 휨성능 곡선



교축직각방향(상단) 전단성능 곡선

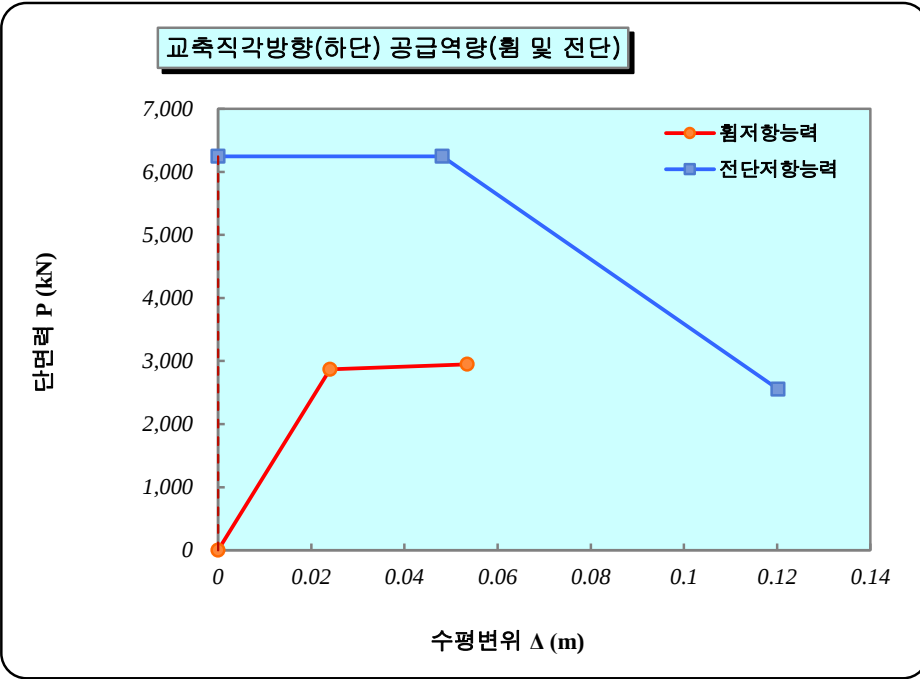
9.1.5 파괴모드 결정

1) 교축방향



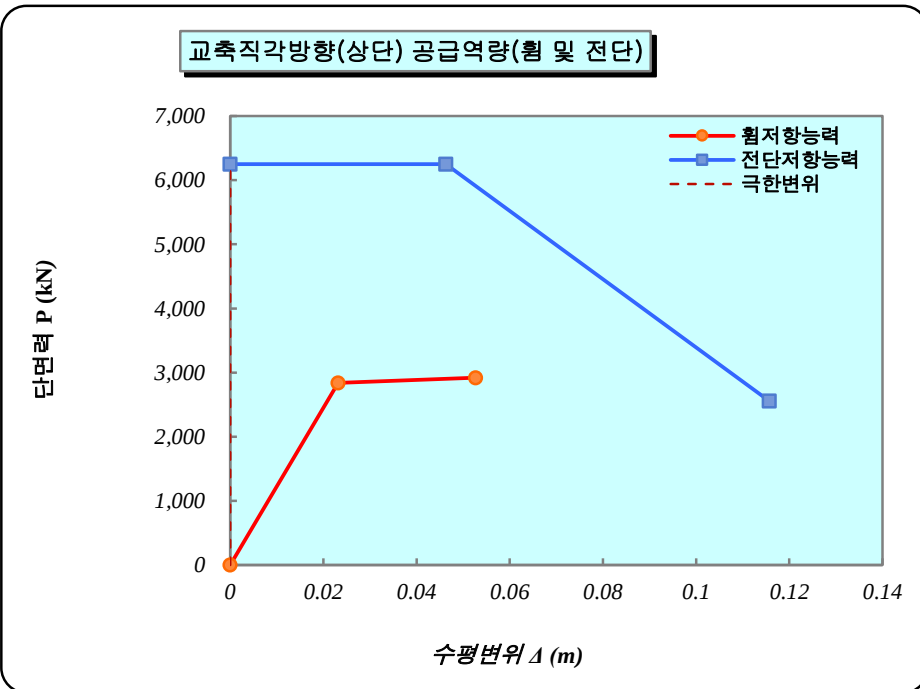
휨강도(P_f)
1,283
(kN)
전단강도(V_n)
6,105
(kN)
항복변위 (Δ_y)
0.1270
(m)
극한변위 (Δ_u)
0.2602
(m)
변위연성도(μ)
2.048

2) 교축직각방향-하단



휨강도(P_f)
2,948
(kN)
전단강도(V_n)
6,246
(kN)
항복변위 (Δ_y)
0.0240
(m)
극한변위 (Δ_u)
0.0535
(m)
변위연성도(μ)
2.225

3) - 교축직각방향-상단



휨강도(P_f)
2,921
(kN)
전단강도(V_n)
6,250
(kN)
항복변위 (Δ_y)
0.0231
(m)
극한변위 (Δ_u)
0.0527
(m)
변위연성도(μ)
2.278

9.1.6 소요성능 산정

1) 교축방향

① 탄성 지진 조합력

$$\begin{aligned}
 M_{E, rpd}^L &= M_E^L + P \cdot 1.5 \Delta_E^L = 8,569 + 5,312 \times 1.5 \times 0.04933 \\
 &= 8,962 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

② 단면강도비 RS

$$R_s^L = \frac{M_{E, pd}}{M_y} = \frac{8,962}{18,215} = 1.000 \quad \therefore \text{탄성영역상에서 거동}$$

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

- $T < 1.25 T_s$ 일때, $\lambda_{DR} = (1 - (1/R_s) \cdot 1.25 T_s / T + 1/R_s)$
- 지반종류는 **S3** 이고, 주기(T)는 **1.6408** 초 이므로
 $T \geq 1.25 T_s$ ($= 0.517$) $\therefore \lambda_{DR} = 1.000$

※ 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

- $M_{E, pd}^T = M_E^L + P \cdot 1.5 \Delta_E^L = 6,232 + 5,312 \times 1.5 \times 0.016$
 $= 6,362 \text{ kN}\cdot\text{m}$

② 단면강도비 R_s

- $R_s^T = \frac{M_{E, pd}^T}{M_y} = \frac{6,362}{18,212} = 1.000 \therefore \text{탄성영역상에서 거동}$

- $T \geq 1.25 T_s$ 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 **S3** 이고, 주기(T)는 **1.4444** 초 이므로
 $T \geq 1.25 T_s$ ($= 0.517$) $\therefore \lambda_{DR} = 1.000$

※ 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 $\mu_{\Delta d}$

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

- - 교축직각방향 상단

① 탄성 지진 조합력

- $M_{E, pd}^T = M_E^L + P \cdot 1.5 \Delta_E^L = 5,872 + 5,312 \times 1.5 \times 0.016$
 $= 6,002 \text{ kN}\cdot\text{m}$

② 단면강도비 R_s

- $R_s = \frac{M_{E, pd}^T}{M_y} = \frac{6,002}{17,744} = 1.000 \therefore \text{탄성영역상에서 거동}$

- $T \geq 1.25 T_s$ 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 **S3** 이고, 주기(T)는 **1.4444** 초 이므로

$$T \geq 1.25 T_s \quad (= 0.517) \quad \therefore \lambda_{DR} = 1.000$$

※ 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 $\mu_{\Delta d}$

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

9.1.7 교각의 내진성능 평가

① 보유성능

- 교축방향(변위연성도) $\mu_{\Delta C}^L = 2.048$
- 교축직각방향 하단(변위연성도) $\mu_{\Delta C}^T = 2.225$
- 교축직각방향 상단(변위연성도) $\mu_{\Delta C}^T = 2.278$

② 소요성능

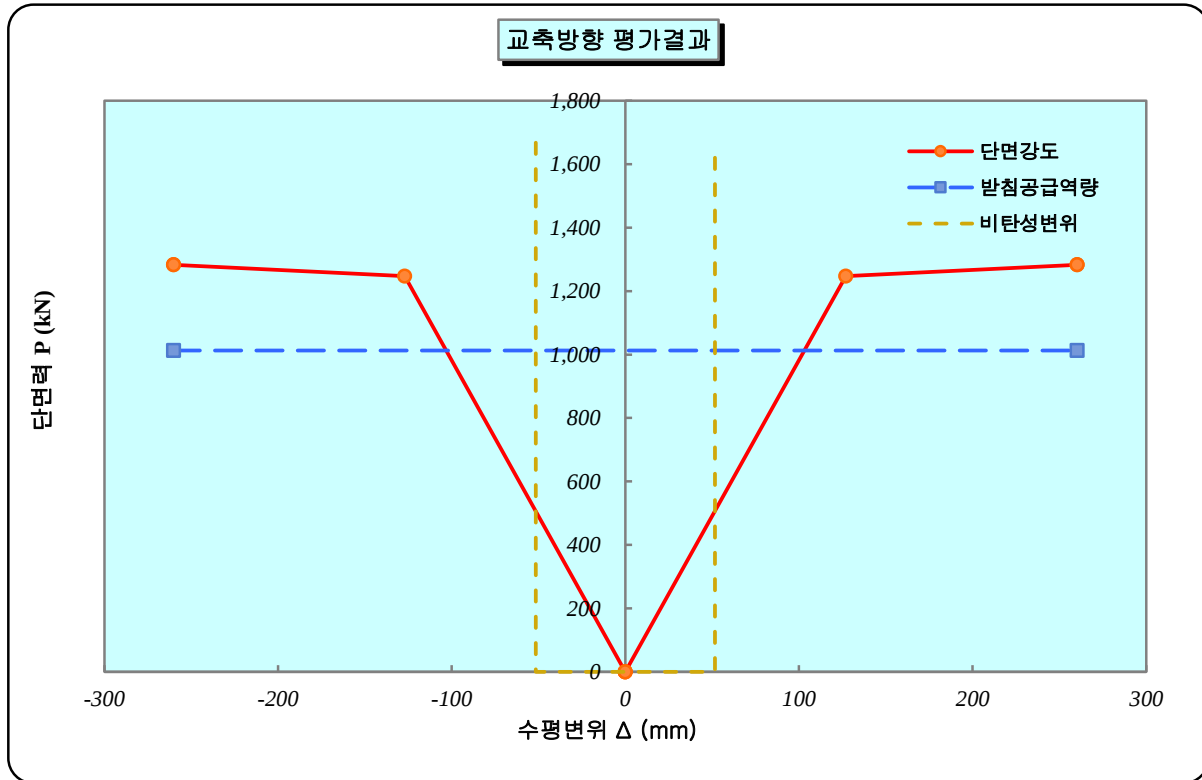
- 교축방향(변위연성도) $\mu_{\Delta d}^L = 1.000$
- 교축직각방향 하단(변위연성도) $\mu_{\Delta d}^T = 1.000$
- 교축직각방향 상단(변위연성도) $\mu_{\Delta d}^T = 1.000$

③ 평가

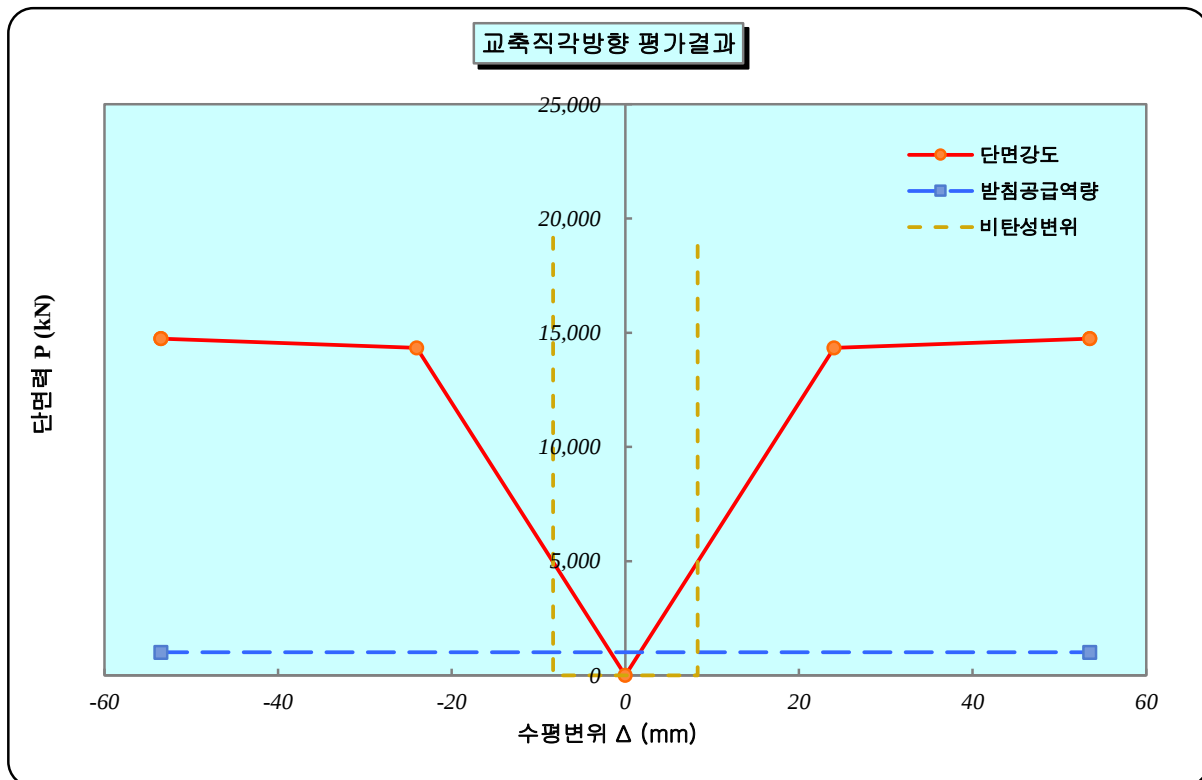
$$\begin{aligned}
 \therefore \text{교축방향(변위연성도)} \quad & \frac{\mu_{\Delta C}^L}{\mu_{\Delta d}^L} = \frac{2.048}{1.000} = 2.048 \geq 1.0 \quad \therefore \mathbf{O.K} \\
 \therefore \text{교축직각방향 하단(변위연성도)} \quad & \frac{\mu_{\Delta C}^T}{\mu_{\Delta d}^T} = \frac{2.225}{1.000} = 2.225 \geq 1.0 \quad \therefore \mathbf{O.K} \\
 \therefore \text{교축직각방향 상단(변위연성도)} \quad & \frac{\mu_{\Delta C}^T}{\mu_{\Delta d}^T} = \frac{2.278}{1.000} = 2.278 \geq 1.0 \quad \therefore \mathbf{O.K}
 \end{aligned}$$

9.1.8 내진성능 평가 결과

- 교축방향



- 교축직각방향



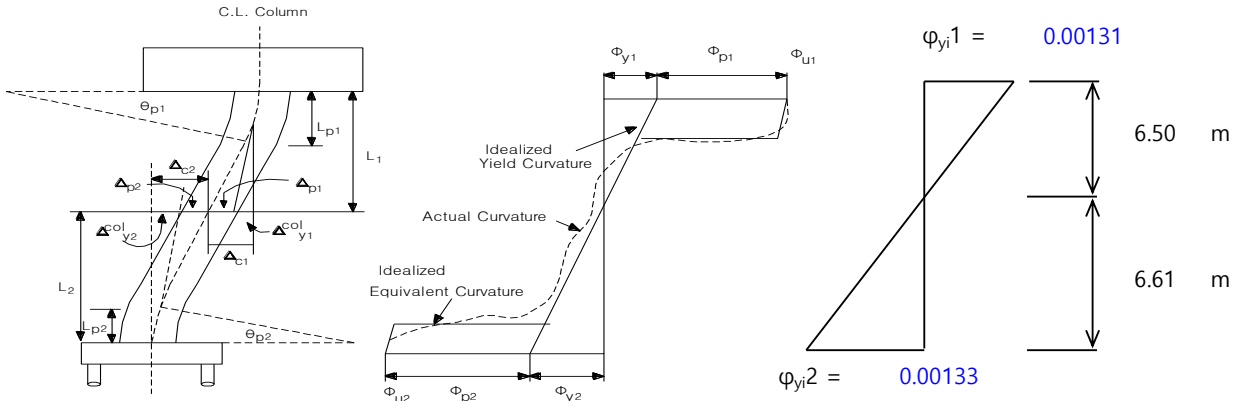
9. 교각부 평가

9.2 교각 2

9.2.1 교각 거동 특성값

구 분	교축방향	교직방향	비고
거동형태	1	2	1 : 캔틸레버식 2 : 라멘식
	(캔틸레버식)	(라멘식)	
굽이음 판단	3	3	1:100%, 2:50%, 3:0%
교각높이 H (m)	13.110	13.110	교각높이
교각유효높이 H _e (m)	15.110	6.555	교직-상부구조 도심
진동주기(sec)	1.641	1.444	해석결과

※ 교축직각방향-이중곡률 변형에 따른 모멘트 팔길이(He) 산정



< 이중곡률 변형에 따른 거동특성 >

$$\begin{aligned}
 \therefore \text{교축직각방향 상단 } H_e &= \text{기둥길이}(L) \times \phi_{yi1} / (\phi_{yi1} + \phi_{yi2}) \\
 &= 13.110 \times 0.00131 / (0.00131 + 0.00133) = 6.50 \text{ m} \\
 \therefore \text{교축직각방향 하단 } H_e &= \text{기둥길이}(L) \times \phi_{yi2} / (\phi_{yi1} + \phi_{yi2}) \\
 &= 13.110 \times 0.00133 / (0.00131 + 0.00133) = 6.61 \text{ m}
 \end{aligned}$$

9.2.2 휨성능 곡선 산정

1) 교축방향

$$\begin{aligned}
 F_y^L &= M_y^L / H_e = 19,623 / 15.110 = 1,298.696 \text{ kN} \\
 F_u^L &= M_u^L / H_e = 20,209 / 15.110 = 1,337.478 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) 교축직각방향

$$\begin{aligned}
 F_y^T &= M_y^T / H_e = 19,622 / 6.610 = 2,968.517 \text{ kN} \\
 F_u^T &= M_u^T / H_e = 20,206 / 6.610 = 3,056.823 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- 기둥상단

$$\begin{aligned}
 F_y^T &= M_y^T / H_e = 19,145 / 6.500 = 2,945.446 \text{ kN} \\
 F_u^T &= M_u^T / H_e = 19,728 / 6.500 = 3,035.108 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

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)

$$\bullet \quad \Delta_y^L = \frac{\Phi_y^L H_e^2}{3} = \frac{0.00180}{3} \times \frac{15.110^2}{3} = 0.1371 \quad \text{m}$$

② 소성변위(Δ_p)

$$\begin{aligned} \bullet \quad L_p^L &= 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl} = 0.08 \times 15.11 + 0.022 \times 300 \times 0.032 = 1.419 \quad \text{m} \\ &\geq 0.044 f_y d_{bl} = 0.044 \times 300 \times 0.032 = 0.422 \quad \text{m} \\ \bullet \quad \theta_p^L &= (\Phi_U^L - \Phi_y^L) L_p^L = (0.00852 - 0.00180) \times 1.419 = 0.0095 \\ \bullet \quad \Delta_p^L &= (M_U^L / m_Y^L - 1) \Delta_y^L + \theta_p^L (H_e^L - L_p^L / 2) \\ &= \left(\frac{20,209}{19,623} - 1 \right) \times 0.13711 + 0.00954 \times \left(15.110 - \frac{1.419}{2} \right) \\ &= 0.1414 \quad \text{m} \end{aligned}$$

③ 극한변위(Δ_u^{Lf})

$$\bullet \quad \Delta_u^{Lf} = \Delta_y^L + \Delta_p^L = 0.13710 + 0.14140 = 0.2785 \quad \text{m}$$

④ 공급연성도

$$\begin{aligned} \bullet \quad \text{공급변위연성도} \quad \mu_{\Delta c}^L &= \frac{\Delta_u^L}{\Delta_y^L} = \frac{0.2785}{0.1371} = 2.031 \quad (\text{제한없음}) \\ &= 2.031 \end{aligned}$$

⑤ 교각의 공급연성도

교각의 공급연성도는 평가요령에 따라 **2.031** 로 제한

(휨파괴보다 전단파괴가 먼저 일어날시 연성도는 1.0으로 측정한다.)

2) 교축직각방향

- 교축직각방향 하단

① 항복변위(Δ_y^T)

$$\bullet \quad \Delta_y^T = \frac{\Phi_y^T H_e^2}{3} = \frac{0.00180}{3} \times \frac{6.610^2}{3} = 0.0262 \quad \text{m}$$

② 소성변위(Δ_p)

$$\begin{aligned} \bullet \quad L_p^T &= 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl} = 0.08 \times 6.61 + 0.022 \times 300 \times 0.032 = 0.739 \quad \text{m} \\ &\geq 0.044 f_y d_{bl} = 0.044 \times 300 \times 0.032 = 0.422 \quad \text{m} \\ \bullet \quad \theta_p^T &= (\Phi_U^T - \Phi_y^T) L_p^T = (0.00853 - 0.00180) \times 0.739 \\ &= 0.00500 \\ \bullet \quad \Delta_p^T &= (M_U^T / m_Y^T - 1) \Delta_y^T + \theta_p^T (H_e^T - L_p^T / 2) \\ &= \left(\frac{20,206}{19,622} - 1 \right) \times 0.02624 + 0.00500 \times \left(6.610 - \frac{0.739}{2} \right) \\ &= 0.0320 \quad \text{m} \end{aligned}$$

③ 극한변위(Δ_u^T)

$$\bullet \quad \Delta_u^{Tf} = \Delta_y^T + \Delta_p^T = 0.0262 + 0.0320 = 0.0582 \quad \text{m}$$

④ 공급연성도

$$\begin{aligned} \mu_{\Delta c} &= \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = \frac{0.05820}{0.02624} = 2.218 \quad (\text{제한없음}) \\ &= 2.218 \end{aligned}$$

⑤ 교각의 공급연성도

교각의 공급연성도는 평가요령에 따라 **2.218** 로 제한

(휨파괴보다 전단파괴가 먼저 일어날시 연성도는 1.0으로 측정한다.)

- 교축직각방향 상단

① 항복변위(Δ_y)

$$\Delta_y^T = \frac{\Phi_y^T H_e^2}{3} = \frac{0.00179 \times 6.500^2}{3} = 0.02524 \quad \text{m}$$

② 소성변위(Δ_p)

$$\begin{aligned} L_p^T &= 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl} = 0.08 \times 6.5 + 0.022 \times 300 \times 0.032 = 0.730 \quad \text{m} \\ &\geq 0.044 f_y d_{bl} = 0.044 \times 300 \times 0.032 = 0.422 \quad \text{m} \\ \theta_p^T &= (\Phi_U - \Phi_y) L_p^T = (0.00882 - 0.00179) \times 0.730 \\ &= 0.00510 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta_p^T &= (M_U^T / m_Y^T - 1) \Delta_y^T + \theta_p^T (H_e^T - L_p^T / 2) \\ &= \left(\frac{19,728}{19,145} - 1 \right) \times 0.02524 + 0.00510 \times \left(6.500 - \frac{0.730}{2} \right) \\ &= 0.0321 \quad \text{m} \end{aligned}$$

③ 극한변위(Δ_u)

$$\Delta_u^{Tf} = \Delta_y^T + \Delta_p^T = 0.0252 + 0.0321 = 0.0573 \quad \text{m}$$

④ 공급연성도

$$\begin{aligned} \mu_{\Delta c} &= \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = \frac{0.0573}{0.02524} = 2.270 \quad (\text{제한없음}) \\ &= 2.270 \end{aligned}$$

⑤ 교각의 공급연성도

교각의 공급연성도는 평가요령에 따라 **2.270** 로 제한

(휨파괴보다 전단파괴가 먼저 일어날시 연성도는 1.0으로 측정한다.)

구 분	교축방향		교축직각방향(하단)		교축직각방향(상단)		비고
	항복시(y)	극한시(u)	항복시(y)	극한시(u)	항복시(y)	극한시(u)	
휨강도 F (kN)	1299	1337	2969	3057	2945	3035	
변위 Δ (m)	0.1371	0.2785	0.0262	0.0582	0.0252	0.0573	

휨강도, 항복 및 극한변위

9.2.4 전단성능곡선 산정

1) 교축방향 (V_d)

① 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_c)

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

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0.300 \times \sqrt{24} \times 2.5133 = 3,694 \text{ kN}$$

$$k = 0.297 \quad (k=0.3-0.1(\mu_\Delta-2), \text{ 단 } \mu_\Delta \leq 2.0 \text{ 이면 } k=0.3)$$

$$A_e = 0.8 \times A_{\text{gross}} = 0.8 \times 3.142 = 2.5133 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$$

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

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0 \times \sqrt{24} \times 2.5133 = 0 \text{ kN}$$

$$k = 0.000$$

$$A_e = 0.8 \times A_{\text{gross}} = 0.8 \times 3.142 = 2.5133 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$$

여기서,

A_e : 유효 단면적

A_{gross} : 3.142 m^2

k : 부재의 변위연성도에 따른 콘크리트의 전단강도를 감소시켜주는 계수

- 변위연성도 μ_Δ 에 따른 Δ^L

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 2.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 2.0 \times 0.13711 = 0.27422 \text{ m}$$

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 5.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 5.0 \times 0.13711 = 0.68554 \text{ m}$$

2) 교축직각방향

① 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_c) - 교각 하단

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

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0.300 \times \sqrt{24} \times 2.5133 = 3,694 \text{ kN}$$

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

$$A_e = 0.8 \times A_{\text{gross}} = 0.8 \times 3.142 = 2.5133 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$$

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

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0 \times \sqrt{24} \times 2.5133 = 0 \text{ kN}$$

$$k = 0.000$$

$$A_e = 0.8 \times A_{\text{gross}} = 0.8 \times 3.142 = 2.5133 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$$

여기서,

A_e : 유효 단면적

A_{gross} : 3.142 m^2

k : 부재의 변위연성도에 따른 콘크리트의 전단강도를 감소시켜주는 계수

- 변위연성도 μ_Δ 에 따른 Δ^L

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 2.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 2.0 \times 0.02624 = 0.05247 \text{ m}$$

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 5.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 5.0 \times 0.02624 = 0.13118 \text{ m}$$

② 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_c) - 교각 상단

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

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0.300 \times \sqrt{24} \times 2.5133 = 3,694 \text{ kN}$$

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

$$A_e = 0.8 \times A_{\text{gross}} = 0.8 \times 3.142 = 2.5133 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$$

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

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0 \times \sqrt{24} \times 2.5133 = 0 \text{ kN}$$

$$k = 0.000$$

$$A_e = 0.8 \times A_{\text{gross}} = 0.8 \times 3.142 = 2.5133 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$$

여기서,

A_e : 유효 단면적

A_{gross} : 3.142 m^2

k : 부재의 변위연성도에 따른 콘크리트의 전단강도를 감소시켜주는 계수

- 변위연성도 μ_Δ 에 따른 Δ^L

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 2.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 2.0 \times 0.02524 = 0.05047 \text{ m}$$

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 5.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 5.0 \times 0.02524 = 0.12619 \text{ m}$$

3) 교축방향 (V_s)

① 전단철근에 의한 전단강도 (V_s)

$$\bullet V_s = \frac{\pi}{2} \frac{A_v f_y D'}{s} = \frac{\pi}{2} \frac{397.2 \times 300 \times 1,847.7}{150} = 2,306 \text{ kN}$$

여기서, $A_v = 397.2 \text{ mm}^2$ (전단력 작용 방향의 횡방향 철근의 단면적)

=> (D16 - 2 EA) 2 단 배근

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

$D' = D(\text{기둥폭}) - 2c(\text{피복})$

$$= 2000 - 2 \times 100.0 + 31.8 + 15.9$$

= 1,847.7 mm (횡철근 중심간 거리)

4) 교축직각방향 (V_s)

① 전단철근이 부담하는 전단강도(V_s) - 교각 하단

$$\bullet V_s = \frac{\pi}{2} \frac{A_v f_y D'}{s} = \frac{\pi}{2} \frac{397.2 \times 300 \times 1,847.7}{150} = 2,305.6 \text{ kN}$$

여기서, $A_v = 397.2 \text{ mm}^2$ (전단력 작용 방향의 횡방향 철근의 단면적)

$$\begin{aligned}
 &=> (D16 - 2 EA) \quad 2 \text{ 단 배근} \\
 f_y &= 300 \text{ Mpa} \quad (\text{횡방향 철근의 항복강도}) \\
 D' &= D(\text{기둥폭}) - 2c(\text{피복}) \\
 &= 2000 - 2 \times 100.0 + 31.8 + 15.9 \\
 &= 1847.7 \text{ mm} \quad (\text{횡철근 중심간 거리})
 \end{aligned}$$

② 전단철근이 부담하는 전단강도(V_s) - 교각 상단

$$\begin{aligned}
 V_s &= \frac{\pi A_v f_y D'}{2 s} \\
 &= \frac{\pi \times 397.2 \times 300 \times 1,847.7}{2 \times 150} = 2,305.6 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

여기서, $A_v = 397.2 \text{ mm}^2$ (전단력 작용 방향의 횡방향 철근의 단면적)

$$\begin{aligned}
 &=> (D16 - 2 EA) \quad 2 \text{ 단 배근} \\
 f_y &= 300 \text{ Mpa} \quad (\text{횡방향 철근의 항복강도}) \\
 D' &= D(\text{기둥폭}) - 2c(\text{피복}) \\
 &= 2000 - 2 \times 100.0 + 31.8 + 15.9 \\
 &= 1847.7 \text{ mm} \quad (\text{횡철근 중심간 거리})
 \end{aligned}$$

5) 교축방향 (V_p)

① 축력에 의한 전단강도(V_p)

$$V_p = 0.15 \times \frac{P_{TOP} \cdot t_s^L}{L_s} = 0.15 \times \frac{4,882 \times 2,000}{15,110} = 97 \text{ kN}$$

여기서, $P_{TOP} = 4,882 \text{ kN}$ (기둥당 상단고정하중)

$t_s^L = 2,000 \text{ m}$ (=D) (교축방향 기둥 폭)

$L_s^L = 15,110 \text{ m}$ (=H_e^L) (교각유효높이)

6) 교축직각방향 (V_p)

① 축력에 의한 전단강도(V_p) - 교각 하단

$$V_p = 0.15 \times \frac{P_{TOP} \cdot t_s}{L_s} = 0.15 \times \frac{4,882 \times 2,000}{6,610} = 222 \text{ kN}$$

여기서, $P_{TOP} = 4,882 \text{ kN}$ (기둥당 상단고정하중)

$t_s = 2,000 \text{ m}$ (=D) (교축직각방향 기둥 폭)

$L_s = 6,610 \text{ m}$ (=H_e) (교각유효높이)

② 축력에 의한 전단강도(V_p) - 교각 상단

$$V_p = 0.15 \times \frac{P \cdot h}{L_s} = 0.15 \times \frac{4,882 \times 2,000}{6,500} = 225 \text{ kN}$$

여기서, $P_{TOP} = 4,882 \text{ kN}$ (교각 1기둥당 상단고정하중)

$t_s = 2,000 \text{ m}$ (=D) (교축직각방향 기둥 폭)

$L_s = 6,500 \text{ m}$ (=H_e) (교각유효높이)

7) 교축방향 (V_n)

① 교각의 전단강도(V_n)

▶ $\mu_\Delta = 2.0$ 인 경우				
• V_n	=	$V_c + V_s + V_p$	=	3,694 + 2,306 + 97
			=	6,096 kN
▶ $\mu_\Delta = 2.0$ 인 경우 Δ^L	=		=	0.27422 m

▶ $\mu_\Delta = 5.0$ 인 경우				
• V_n	=	$V_c + V_s + V_p$	=	0 + 2,306 + 97
			=	2,403 kN
▶ $\mu_\Delta = 5.0$ 인 경우 Δ^L	=		=	0.68554 m

8) 교축직각방향 (V_n)

① 교각의 전단강도(V_n) - 교각 하단

▶ $\mu_\Delta = 2.0$ 인 경우				
• V_n	=	$V_c + V_s + V_p$	=	3,694 + 2,306 + 222
			=	6,221 kN
▶ $\mu_\Delta = 2.0$ 인 경우 Δ^L	=		=	0.05247 m

▶ $\mu_\Delta = 5.0$ 인 경우				
• V_n	=	$V_c + V_s + V_p$	=	0 + 2,306 + 222
			=	2,527 kN
▶ $\mu_\Delta = 5.0$ 인 경우 Δ^L	=		=	0.13118 m

② 교각의 전단강도(V_n) - 교각 상단

▶ $\mu_\Delta = 2.0$ 인 경우

$$\begin{aligned} \bullet V_n &= V_c + V_s + V_p &= 3,694 &+& 2,306 &+& 225 \\ & &= 6,225 && && \text{kN} \end{aligned}$$

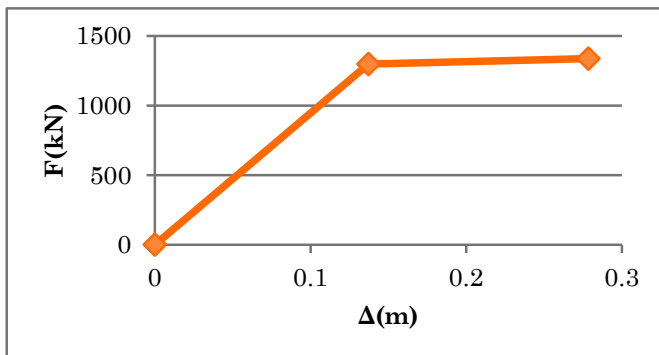
▶ $\mu_\Delta = 2.0$ 인 경우 $\Delta^L =$ $= 0.05047 \text{ m}$

▶ $\mu_\Delta = 5.0$ 인 경우

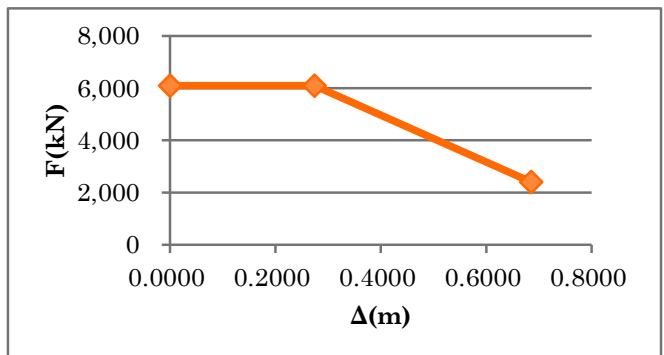
$$\begin{aligned} \bullet V_n &= V_c + V_s + V_p &= 0 &+& 2,306 &+& 225 \\ & &= 2,531 && && \text{kN} \end{aligned}$$

▶ $\mu_\Delta = 5.0$ 인 경우 $\Delta^L =$ $= 0.12619 \text{ m}$

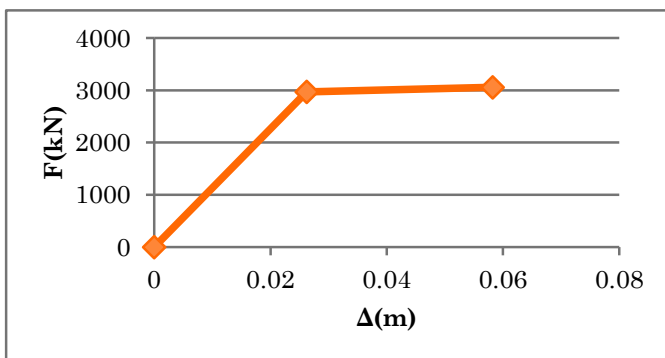
※ 힘·전단성능 곡선



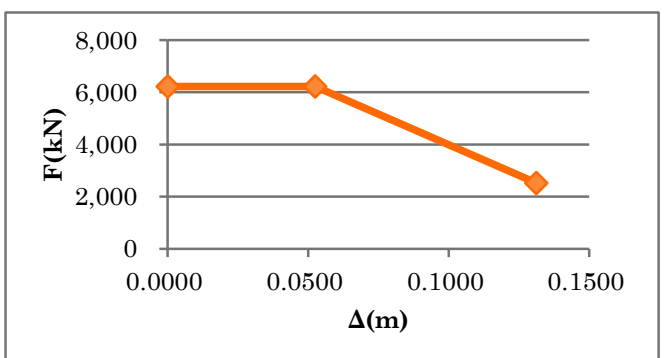
교축방향 휨성능 곡선



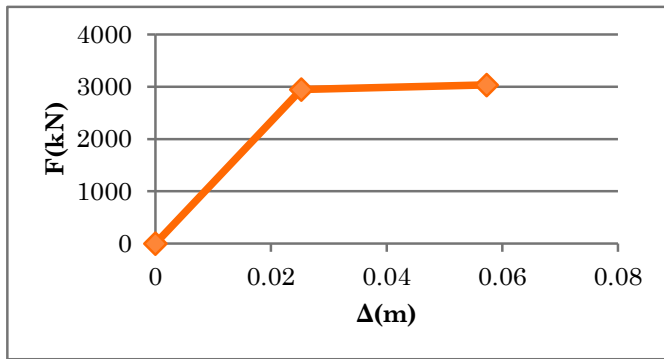
교축방향 전단성능 곡선



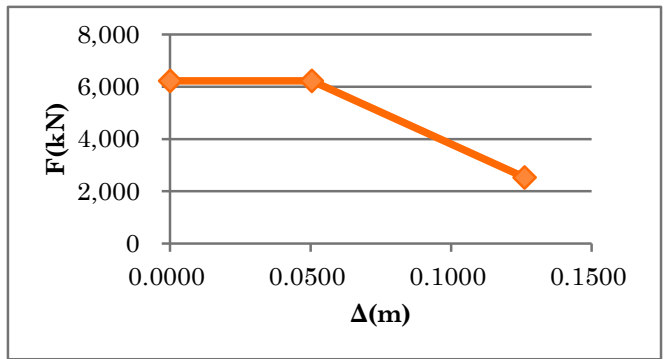
교축직각방향(하단) 휨성능 곡선



교축직각방향(하단) 전단성능 곡선



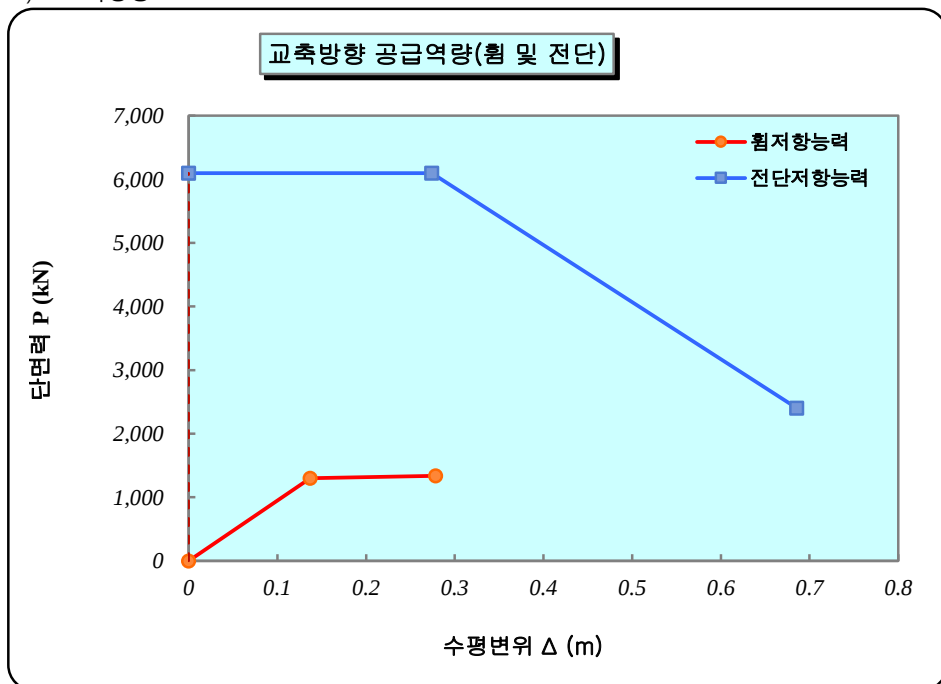
교축직각방향(상단) 휨성능 곡선



교축직각방향(상단) 전단성능 곡선

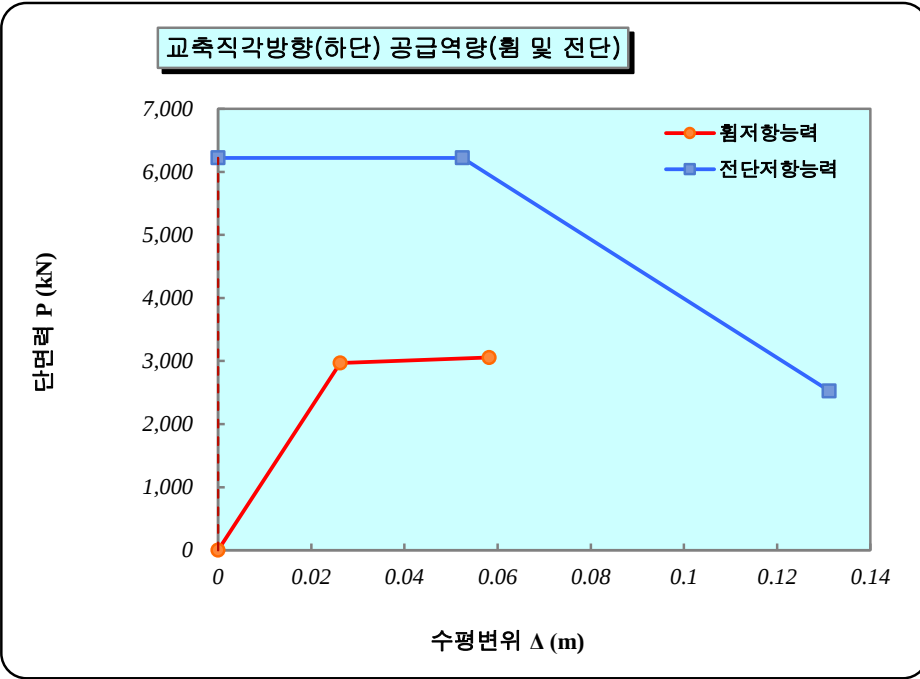
9.2.5 파괴모드 결정

1) 교축방향



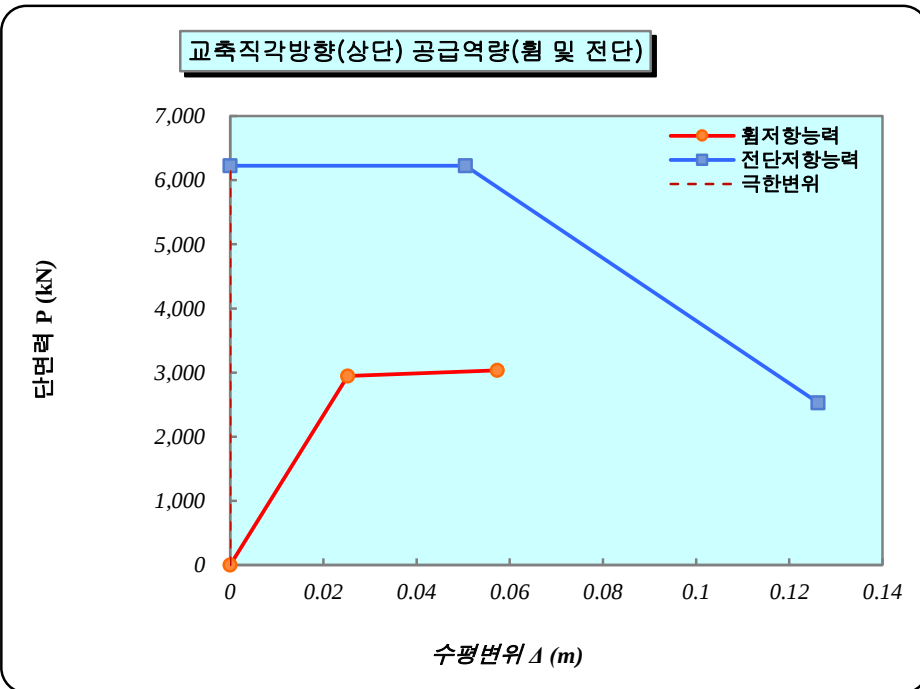
휨강도(P_f)
1,337
(kN)
전단강도(V_n)
6,096
(kN)
항복변위 (Δ_y)
0.1371
(m)
극한변위 (Δ_u)
0.2785
(m)
변위연성도(μ)
2.031

2) 교축직각방향-하단



휨강도(P_f)
3,057 (kN)
전단강도(V_n)
6,221 (kN)
항복변위 (Δ_y)
0.0262 (m)
극한변위 (Δ_u)
0.0582 (m)
변위연성도(μ)
2.218

3) - 교축직각방향-상단



휨강도(P_f)
3,035 (kN)
전단강도(V_n)
6,225 (kN)
항복변위 (Δ_y)
0.0252 (m)
극한변위 (Δ_u)
0.0573 (m)
변위연성도(μ)
2.270

9.2.6 소요성능 산정

1) 교축방향

① 탄성 지진 조합력

$$M_{E, rpd}^L = M_E^L + P \cdot 1.5 \Delta_E^L = 8,893 + 4,882 \times 1.5 \times 0.06053 = 9,336 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

② 단면강도비 R_S

$$R_S^L = \frac{M_{E, pd}}{M_y} = \frac{9,336}{19,623} = 1.000 \quad \therefore \text{탄성영역상에서 거동}$$

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

- $T < 1.25 T_s$ 일때, $\lambda_{DR} = (1 - (1/R_s) * 1.25 T_s / T + 1/R_s)$
- 지반종류는 **S3** 이고, 주기(T)는 **1.6408** 초 이므로
 $T \geq 1.25 T_s$ ($= 0.517$) $\therefore \lambda_{DR} = 1.000$

※ 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

- $M_{E, pd}^T = M_E^L + P \cdot 1.5 \Delta_E^L = 6,176 + 4,882 \times 1.5 \times 0.017$
 $= 6,298 \text{ kN}\cdot\text{m}$

② 단면강도비 R_s

- $R_s^T = \frac{M_{E, pd}^T}{M_y} = \frac{6,298}{19,622} = 1.000 \therefore \text{탄성영역상에서 거동}$

- $T \geq 1.25 T_s$ 일때, $\lambda_{DR} = 1$
- $T < 1.25 T_s$ 일때, $\lambda_{DR} = (1 - (1/R_s) * 1.25 T_s / T + 1/R_s)$
- 지반종류는 **S3** 이고, 주기(T)는 **1.4444** 초 이므로
 $T \geq 1.25 T_s$ ($= 0.517$) $\therefore \lambda_{DR} = 1.000$

※ 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 $\mu_{\Delta d}$

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

- - 교축직각방향 상단

① 탄성 지진 조합력

- $M_{E, pd}^T = M_E^L + P \cdot 1.5 \Delta_E^L = 5,713 + 4,882 \times 1.5 \times 0.017$
 $= 5,835 \text{ kN}\cdot\text{m}$

② 단면강도비 R_s

- $R_s = \frac{M_{E, pd}^T}{M_y} = \frac{5,835}{19,145} = 1.000 \therefore \text{탄성영역상에서 거동}$

- $T \geq 1.25 T_s$ 일때, $\lambda_{DR} = 1$
- $T < 1.25 T_s$ 일때, $\lambda_{DR} = (1 - (1/R_s) * 1.25 T_s / T + 1/R_s)$
- 지반종류는 **S3** 이고, 주기(T)는 **1.4444** 초 이므로

$$T \geq 1.25 T_s \quad (= 0.517) \quad \therefore \lambda_{DR} = 1.000$$

※ 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 $\mu_{\Delta d}$

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

9.2.7 교각의 내진성능 평가

① 보유성능

- 교축방향(변위연성도) $\mu_{\Delta C}^L = 2.031$
- 교축직각방향 하단(변위연성도) $\mu_{\Delta C}^T = 2.218$
- 교축직각방향 상단(변위연성도) $\mu_{\Delta C}^T = 2.270$

② 소요성능

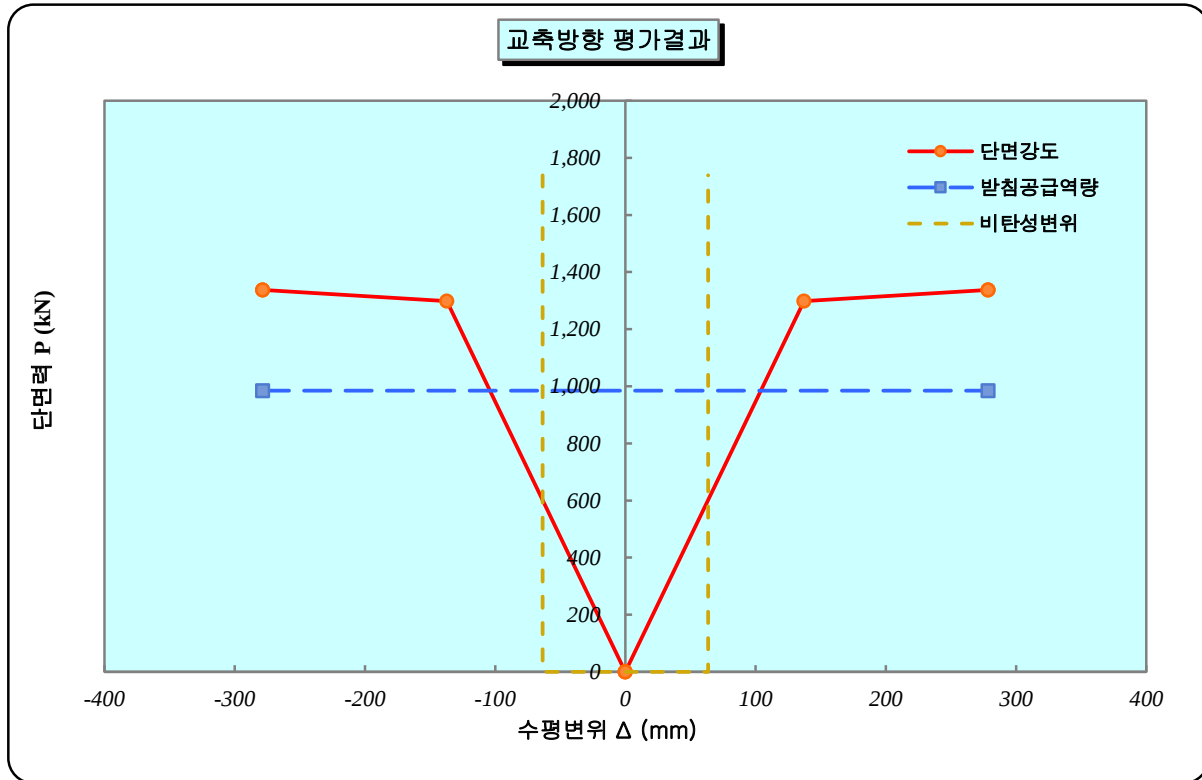
- 교축방향(변위연성도) $\mu_{\Delta d}^L = 1.000$
- 교축직각방향 하단(변위연성도) $\mu_{\Delta d}^T = 1.000$
- 교축직각방향 상단(변위연성도) $\mu_{\Delta d}^T = 1.000$

③ 평가

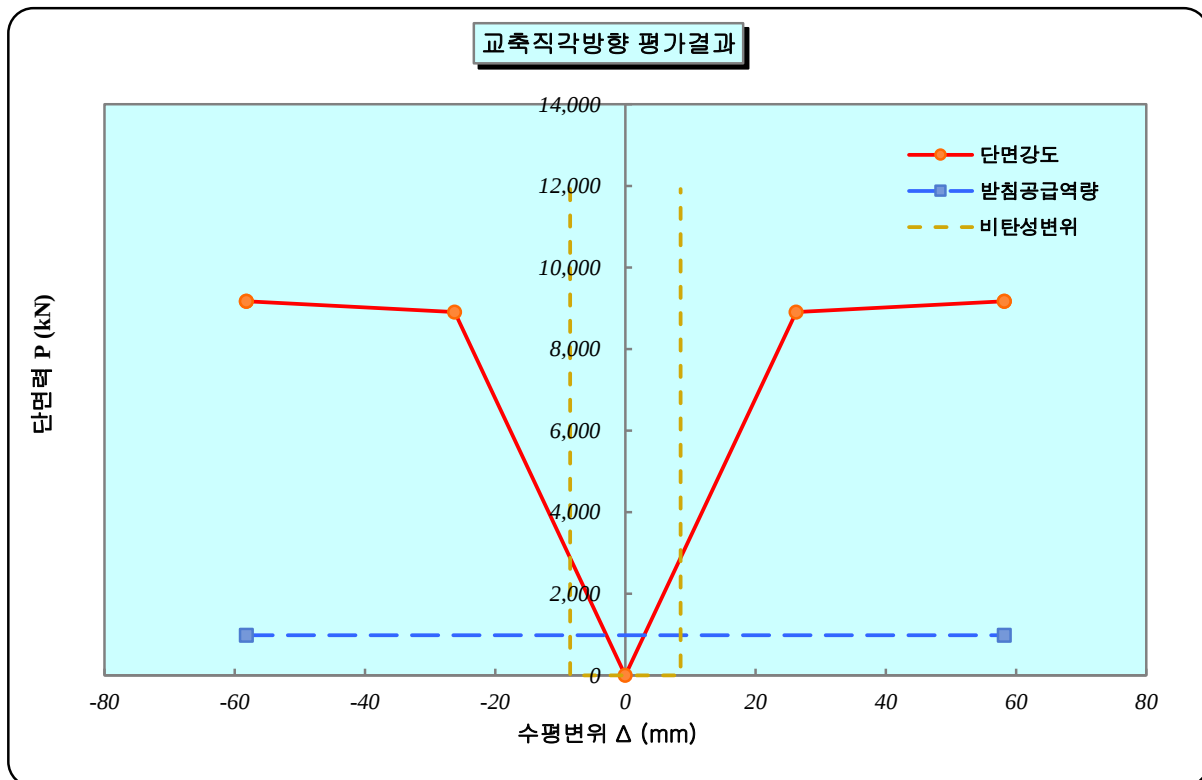
$$\begin{aligned} \therefore \text{교축방향(변위연성도)} \quad & \frac{\mu_{\Delta C}^L}{\mu_{\Delta d}^L} = \frac{2.031}{1.000} = 2.031 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K} \\ \therefore \text{교축직각방향 하단(변위연성도)} \quad & \frac{\mu_{\Delta C}^T}{\mu_{\Delta d}^T} = \frac{2.218}{1.000} = 2.218 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K} \\ \therefore \text{교축직각방향 상단(변위연성도)} \quad & \frac{\mu_{\Delta C}^T}{\mu_{\Delta d}^T} = \frac{2.270}{1.000} = 2.270 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

9.2.8 내진성능 평가 결과

- 교축방향



- 교축직각방향



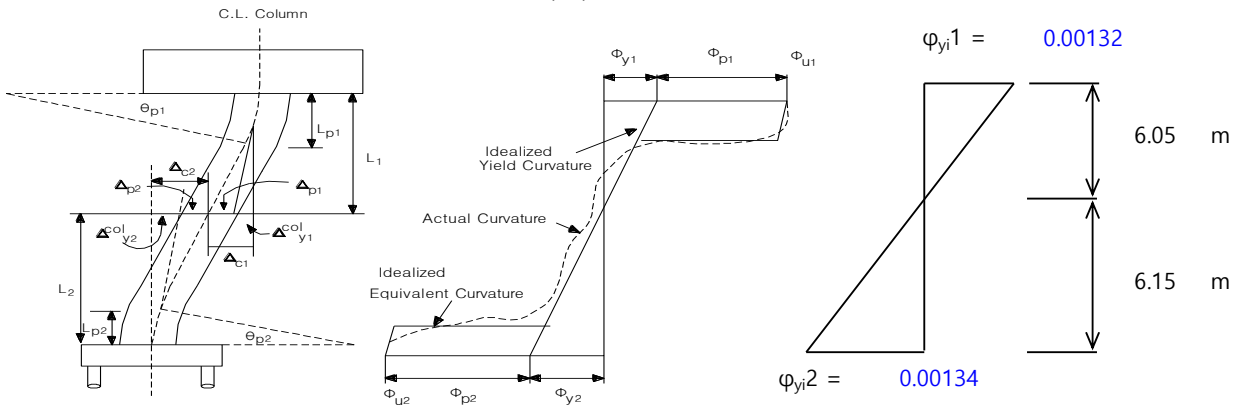
9. 교각부 평가

9.3 교각 3

9.3.1 교각 거동 특성값

구 분	교축방향	교직방향	비고
거동형태	1	2	1 : 캔틸레버식 2 : 라멘식
	(캔틸레버식)	(라멘식)	
굽이음 판단	3	3	1:100%, 2:50%, 3:0%
교각높이 H (m)	12.200	12.200	교각높이
교각유효높이 H _e (m)	14.200	6.100	교직-상부구조 도심
진동주기(sec)	1.641	1.444	해석결과

※ 교축직각방향-이중곡률 변형에 따른 모멘트 팔길이(He) 산정



< 이중곡률 변형에 따른 거동특성 >

$$\begin{aligned}
 \therefore \text{교축직각방향 상단 } H_e &= \text{기둥길이}(L) \times \phi_{yi1} / (\phi_{yi1} + \phi_{yi2}) \\
 &= 12.200 \times 0.00132 / (0.00132 + 0.00134) = 6.05 \text{ m} \\
 \therefore \text{교축직각방향 하단 } H_e &= \text{기둥길이}(L) \times \phi_{yi2} / (\phi_{yi1} + \phi_{yi2}) \\
 &= 12.200 \times 0.00134 / (0.00132 + 0.00134) = 6.15 \text{ m}
 \end{aligned}$$

9.3.2 휨성능 곡선 산정

1) 교축방향

$$\begin{aligned}
 F_y^L &= M_y^L / H_e = 19,896 / 14.200 = 1,401.099 \text{ kN} \\
 F_u^L &= M_u^L / H_e = 20,501 / 14.200 = 1,443.718 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) 교축직각방향

$$\begin{aligned}
 F_y^T &= M_y^T / H_e = 19,893 / 6.147 = 3,236.213 \text{ kN} \\
 F_u^T &= M_u^T / H_e = 20,497 / 6.147 = 3,334.456 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- 기둥상단

$$\begin{aligned}
 F_y^T &= M_y^T / H_e = 19,460 / 6.053 = 3,214.869 \text{ kN} \\
 F_u^T &= M_u^T / H_e = 20,039 / 6.053 = 3,310.524 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

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)

$$\bullet \quad \Delta_y^L = \frac{\Phi_y^L H_e^2}{3} = \frac{0.00181 \times 14.200^2}{3} = 0.1215 \quad \text{m}$$

② 소성변위(Δ_p)

$$\begin{aligned} \bullet \quad L_p^L &= 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl} = 0.08 \times 14.2 + 0.022 \times 300 \times 0.032 = 1.346 \quad \text{m} \\ &\geq 0.044 f_y d_{bl} = 0.044 \times 300 \times 0.032 = 0.422 \quad \text{m} \\ \bullet \quad \theta_p^L &= (\Phi_U^L - \Phi_y^L) L_p^L = (0.00838 - 0.00181) \times 1.346 = 0.0089 \\ \bullet \quad \Delta_p^L &= (M_U^L / m_Y^L - 1) \Delta_y^L + \theta_p^L (H_e^L - L_p^L / 2) \\ &= \left(\frac{20,501}{19,896} - 1 \right) \times 0.12147 + 0.00885 \times \left(14.200 - \frac{1.346}{2} \right) \\ &= 0.1234 \quad \text{m} \end{aligned}$$

③ 극한변위(Δ_u^{Lf})

$$\bullet \quad \Delta_u^{Lf} = \Delta_y^L + \Delta_p^L = 0.12150 + 0.12340 = 0.2449 \quad \text{m}$$

④ 공급연성도

$$\begin{aligned} \bullet \quad \text{공급변위연성도} \quad \mu_{\Delta c}^L &= \frac{\Delta_u^L}{\Delta_y^L} = \frac{0.2449}{0.1215} = 2.016 \quad (\text{제한없음}) \\ &= 2.016 \end{aligned}$$

⑤ 교각의 공급연성도

교각의 공급연성도는 평가요령에 따라 **2.016** 로 제한

(휨파괴보다 전단파괴가 먼저 일어날시 연성도는 1.0으로 측정한다.)

2) 교축직각방향

- 교축직각방향 하단

① 항복변위(Δ_y^T)

$$\bullet \quad \Delta_y^T = \frac{\Phi_y^T H_e^2}{3} = \frac{0.00181 \times 6.147^2}{3} = 0.0228 \quad \text{m}$$

② 소성변위(Δ_p)

$$\begin{aligned} \bullet \quad L_p^T &= 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl} = 0.08 \times 6.147 + 0.022 \times 300 \times 0.032 = 0.702 \quad \text{m} \\ &\geq 0.044 f_y d_{bl} = 0.044 \times 300 \times 0.032 = 0.422 \quad \text{m} \\ \bullet \quad \theta_p^T &= (\Phi_U^T - \Phi_y^T) L_p^T = (0.00839 - 0.00181) \times 0.702 \\ &= 0.00460 \\ \bullet \quad \Delta_p^T &= (M_U^T / m_Y^T - 1) \Delta_y^T + \theta_p^T (H_e^T - L_p^T / 2) \\ &= \left(\frac{20,497}{19,893} - 1 \right) \times 0.02276 + 0.00460 \times \left(6.147 - \frac{0.702}{2} \right) \\ &= 0.0274 \quad \text{m} \end{aligned}$$

③ 극한변위(Δ_u^T)

$$\bullet \quad \Delta_u^{Tf} = \Delta_y^T + \Delta_p^T = 0.0228 + 0.0274 = 0.0502 \quad \text{m}$$

④ 공급연성도

$$\begin{aligned} \mu_{\Delta c} &= \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = \frac{0.05020}{0.02276} = 2.206 \quad (\text{제한없음}) \\ &= 2.206 \end{aligned}$$

⑤ 교각의 공급연성도

교각의 공급연성도는 평가요령에 따라 **2.206** 로 제한

(휨파괴보다 전단파괴가 먼저 일어날시 연성도는 1.0으로 측정한다.)

- 교축직각방향 상단

① 항복변위(Δ_y)

$$\Delta_y^T = \frac{\Phi_y^T H_e^2}{3} = \frac{0.00180 \times 6.053^2}{3} = 0.02196 \quad \text{m}$$

② 소성변위(Δ_p)

$$\begin{aligned} L_p^T &= 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl} = 0.08 \times 6.053 + 0.022 \times 300 \times 0.032 = 0.694 \quad \text{m} \\ &\geq 0.044 f_y d_{bl} = 0.044 \times 300 \times 0.032 = 0.422 \quad \text{m} \\ \theta_p^T &= (\Phi_U - \Phi_y) L_p^T = (0.00863 - 0.00180) \times 0.694 \\ &= 0.00470 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta_p^T &= (M_U^T / m_Y^T - 1) \Delta_y^T + \theta_p^T (H_e^T - L_p^T / 2) \\ &= \left(\frac{20,039}{19,460} - 1 \right) \times 0.02196 + 0.00470 \times \left(6.053 - \frac{0.694}{2} \right) \\ &= 0.0275 \quad \text{m} \end{aligned}$$

③ 극한변위(Δ_u)

$$\Delta_u^{Tf} = \Delta_y^T + \Delta_p^T = 0.0220 + 0.0275 = 0.0495 \quad \text{m}$$

④ 공급연성도

$$\begin{aligned} \mu_{\Delta c} &= \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = \frac{0.0495}{0.02196} = 2.254 \quad (\text{제한없음}) \\ &= 2.254 \end{aligned}$$

⑤ 교각의 공급연성도

교각의 공급연성도는 평가요령에 따라 **2.254** 로 제한

(휨파괴보다 전단파괴가 먼저 일어날시 연성도는 1.0으로 측정한다.)

구 분	교축방향		교축직각방향(하단)		교축직각방향(상단)		비고
	항복시(y)	극한시(u)	항복시(y)	극한시(u)	항복시(y)	극한시(u)	
휨강도 F (kN)	1401	1444	3236	3334	3215	3311	
변위 Δ (m)	0.1215	0.2449	0.0228	0.0502	0.0220	0.0495	

휨강도, 항복 및 극한변위

9.3.4 전단성능곡선 산정

1) 교축방향 (V_c)

① 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_c)

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

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0.300 \times \sqrt{24} \times 2.5133 = 3,694 \text{ kN}$$

$$k = 0.298 \quad (k=0.3-0.1(\mu_\Delta-2), \text{ 단 } \mu_\Delta \leq 2.0 \text{ 이면 } k=0.3)$$

$$A_e = 0.8 \times A_{\text{gross}} = 0.8 \times 3.142 = 2.5133 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$$

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

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0 \times \sqrt{24} \times 2.5133 = 0 \text{ kN}$$

$$k = 0.000$$

$$A_e = 0.8 \times A_{\text{gross}} = 0.8 \times 3.142 = 2.5133 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$$

여기서,

A_e : 유효 단면적

A_{gross} : 3.142 m²

k : 부재의 변위연성도에 따른 콘크리트의 전단강도를 감소시켜주는 계수

- 변위연성도 μ_Δ 에 따른 Δ_y^L

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 2.0 \text{인 경우 } \Delta_y^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 2.0 \times 0.12147 = 0.24294 \text{ m}$$

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 5.0 \text{인 경우 } \Delta_y^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 5.0 \times 0.12147 = 0.60734 \text{ m}$$

2) 교축직각방향

① 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_c) - 교각 하단

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

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0.300 \times \sqrt{24} \times 2.5133 = 3,694 \text{ kN}$$

$$k = 0.279 \quad (k=0.3-0.1(\mu_\Delta-2), \text{ 단 } \mu_\Delta \leq 2.0 \text{ 이면 } k=0.3)$$

$$A_e = 0.8 \times A_{\text{gross}} = 0.8 \times 3.142 = 2.5133 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$$

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

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0 \times \sqrt{24} \times 2.5133 = 0 \text{ kN}$$

$$k = 0.000$$

$$A_e = 0.8 \times A_{\text{gross}} = 0.8 \times 3.142 = 2.5133 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$$

여기서,

A_e : 유효 단면적

A_{gross} : 3.142 m²

k : 부재의 변위연성도에 따른 콘크리트의 전단강도를 감소시켜주는 계수

- 변위연성도 μ_Δ 에 따른 Δ_y^L

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 2.0 \text{인 경우 } \Delta_y^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 2.0 \times 0.02276 = 0.04552 \text{ m}$$

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 5.0 \text{인 경우 } \Delta_y^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 5.0 \times 0.02276 = 0.11380 \text{ m}$$

② 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_c) - 교각 상단

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

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0.300 \times \sqrt{24} \times 2.5133 = 3,694 \text{ kN}$$

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

$$A_e = 0.8 \times A_{\text{gross}} = 0.8 \times 3.142 = 2.5133 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$$

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

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0 \times \sqrt{24} \times 2.5133 = 0 \text{ kN}$$

$$k = 0.000$$

$$A_e = 0.8 \times A_{\text{gross}} = 0.8 \times 3.142 = 2.5133 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$$

여기서,

A_e : 유효 단면적

A_{gross} : 3.142 m^2

k : 부재의 변위연성도에 따른 콘크리트의 전단강도를 감소시켜주는 계수

- 변위연성도 μ_Δ 에 따른 Δ^L

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 2.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 2.0 \times 0.02196 = 0.04392 \text{ m}$$

$$\blacktriangleright \mu_\Delta = 5.0 \text{인 경우 } \Delta^L = \mu_\Delta \times \Delta_y^L = 5.0 \times 0.02196 = 0.10980 \text{ m}$$

3) 교축방향 (V_s)

① 전단철근에 의한 전단강도 (V_s)

$$\bullet V_s = \frac{\pi}{2} \frac{A_v f_y D'}{s} = \frac{\pi}{2} \frac{397.2 \times 300 \times 1,847.7}{150} = 2,306 \text{ kN}$$

여기서, $A_v = 397.2 \text{ mm}^2$ (전단력 작용 방향의 횡방향 철근의 단면적)

=> (D16 - 2 EA) 2 단 배근

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

$D' = D(\text{기둥폭}) - 2c(\text{피복})$

$$= 2000 - 2 \times 100.0 + 31.8 + 15.9$$

= 1,847.7 mm (횡철근 중심간 거리)

4) 교축직각방향 (V_s)

① 전단철근이 부담하는 전단강도(V_s) - 교각 하단

$$\bullet V_s = \frac{\pi}{2} \frac{A_v f_y D'}{s} = \frac{\pi}{2} \frac{397.2 \times 300 \times 1,847.7}{150} = 2,305.6 \text{ kN}$$

여기서, $A_v = 397.2 \text{ mm}^2$ (전단력 작용 방향의 횡방향 철근의 단면적)

$$\begin{aligned}
 &=> (D16 - 2 EA) \quad 2 \text{ 단 배근} \\
 f_y &= 300 \text{ Mpa} \quad (\text{횡방향 철근의 항복강도}) \\
 D' &= D(\text{기둥폭}) - 2c(\text{피복}) \\
 &= 2000 - 2 \times 100.0 + 31.8 + 15.9 \\
 &= 1847.7 \text{ mm} \quad (\text{횡철근 중심간 거리})
 \end{aligned}$$

② 전단철근이 부담하는 전단강도(V_s) - 교각 상단

$$\begin{aligned}
 \bullet \quad V_s &= \frac{\pi A_v f_y D'}{2 s} \\
 &= \frac{\pi \times 397.2 \times 300 \times 1,847.7}{2 \times 150} = 2,305.6 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

여기서, $A_v = 397.2 \text{ mm}^2$ (전단력 작용 방향의 횡방향 철근의 단면적)

$$\begin{aligned}
 &=> (D16 - 2 EA) \quad 2 \text{ 단 배근} \\
 f_y &= 300 \text{ Mpa} \quad (\text{횡방향 철근의 항복강도}) \\
 D' &= D(\text{기둥폭}) - 2c(\text{피복}) \\
 &= 2000 - 2 \times 100.0 + 31.8 + 15.9 \\
 &= 1847.7 \text{ mm} \quad (\text{횡철근 중심간 거리})
 \end{aligned}$$

5) 교축방향 (V_p)

① 축력에 의한 전단강도(V_p)

$$\bullet \quad V_p = 0.15 \times \frac{P_{TOP} \cdot t_s^L}{L_s} = 0.15 \times \frac{5,544 \times 2,000}{14,200} = 117 \text{ kN}$$

여기서, $P_{TOP} = 5,544 \text{ kN}$ (기둥당 상단고정하중)

$t_s^L = 2,000 \text{ m}$ (=D) (교축방향 기둥 폭)

$L_s^L = 14,200 \text{ m}$ (=H_e^L) (교각유효높이)

6) 교축직각방향 (V_p)

① 축력에 의한 전단강도(V_p) - 교각 하단

$$\bullet \quad V_p = 0.15 \times \frac{P_{TOP} \cdot t_s}{L_s} = 0.15 \times \frac{5,544 \times 2,000}{6,147} = 271 \text{ kN}$$

여기서, $P_{TOP} = 5,544 \text{ kN}$ (기둥당 상단고정하중)

$t_s = 2,000 \text{ m}$ (=D) (교축직각방향 기둥 폭)

$L_s = 6,147 \text{ m}$ (=H_e) (교각유효높이)

② 축력에 의한 전단강도(V_p) - 교각 상단

$$\bullet \quad V_p = 0.15 \times \frac{P \cdot h}{L_s} = 0.15 \times \frac{5,544 \times 2,000}{6,053} = 275 \text{ kN}$$

여기서, $P_{TOP} = 5,544 \text{ kN}$ (교각 1기둥당 상단고정하중)

$t_s = 2,000 \text{ m}$ (=D) (교축직각방향 기둥 폭)

$L_s = 6,053 \text{ m}$ (=H_e) (교각유효높이)

7) 교축방향 (V_n)

① 교각의 전단강도(V_n)

▶ μ _Δ = 2.0인 경우				
• V _n	= V _c + V _s + V _p	=	3,694	+ 2,306 + 117
		=	6,117	kN
▶ μ _Δ = 2.0인 경우 Δ ^L	=	=	0.24294	m

▶ μ _Δ = 5.0인 경우				
• V _n	= V _c + V _s + V _p	=	0	+ 2,306 + 117
		=	2,423	kN
▶ μ _Δ = 5.0인 경우 Δ ^L	=	=	0.60734	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	=	3,694	+ 2,306 + 271
		=	6,270	kN
▶ μ _Δ = 2.0인 경우 Δ ^L	=	=	0.04552	m

▶ μ _Δ = 5.0인 경우				
• V _n	= V _c + V _s + V _p	=	0	+ 2,306 + 271
		=	2,576	kN
▶ μ _Δ = 5.0인 경우 Δ ^L	=	=	0.11380	m

② 교각의 전단강도(V_n) - 교각 상단

▶ $\mu_\Delta = 2.0$ 인 경우

$$\begin{aligned} V_n &= V_c + V_s + V_p &= 3,694 &+& 2,306 &+& 275 \\ & &= 6,274 && \text{kN} \end{aligned}$$

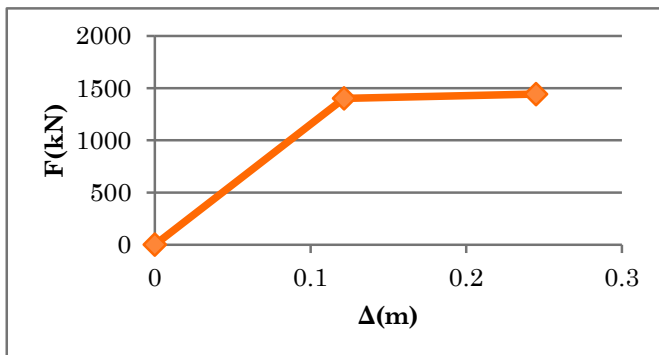
▶ $\mu_\Delta = 2.0$ 인 경우 $\Delta^L = 0.04392 \text{ m}$

▶ $\mu_\Delta = 5.0$ 인 경우

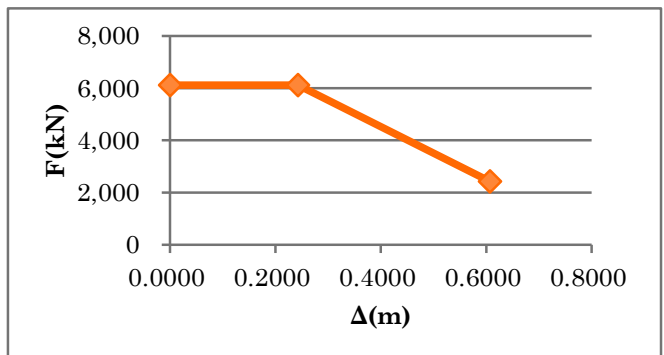
$$\begin{aligned} V_n &= V_c + V_s + V_p &= 0 &+& 2,306 &+& 275 \\ & &= 2,580 && \text{kN} \end{aligned}$$

▶ $\mu_\Delta = 5.0$ 인 경우 $\Delta^L = 0.10980 \text{ m}$

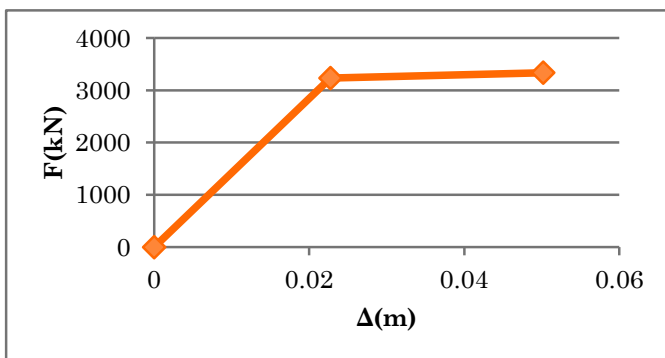
※ 힘·전단성능 곡선



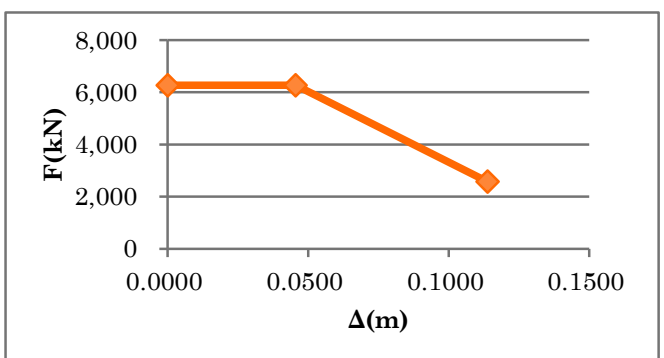
교축방향 힘성능 곡선



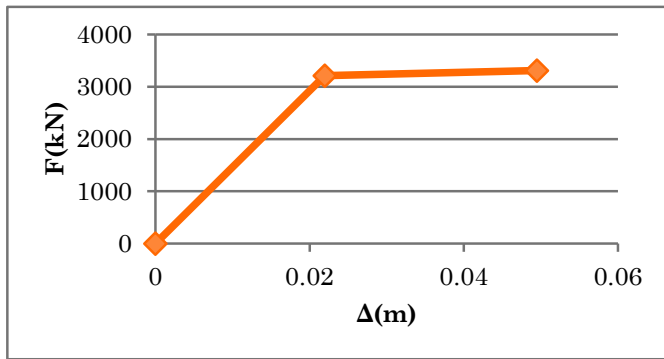
교축방향 전단성능 곡선



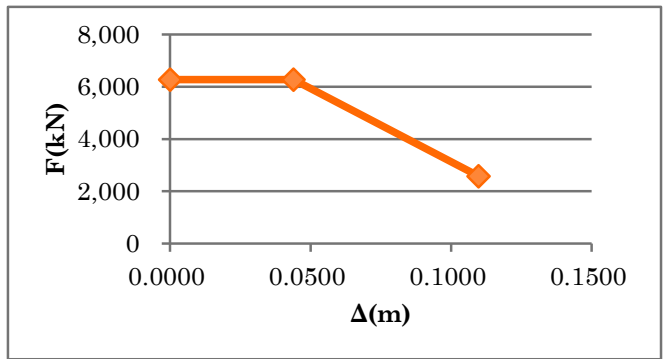
교축직각방향(하단) 힘성능 곡선



교축직각방향(하단) 전단성능 곡선



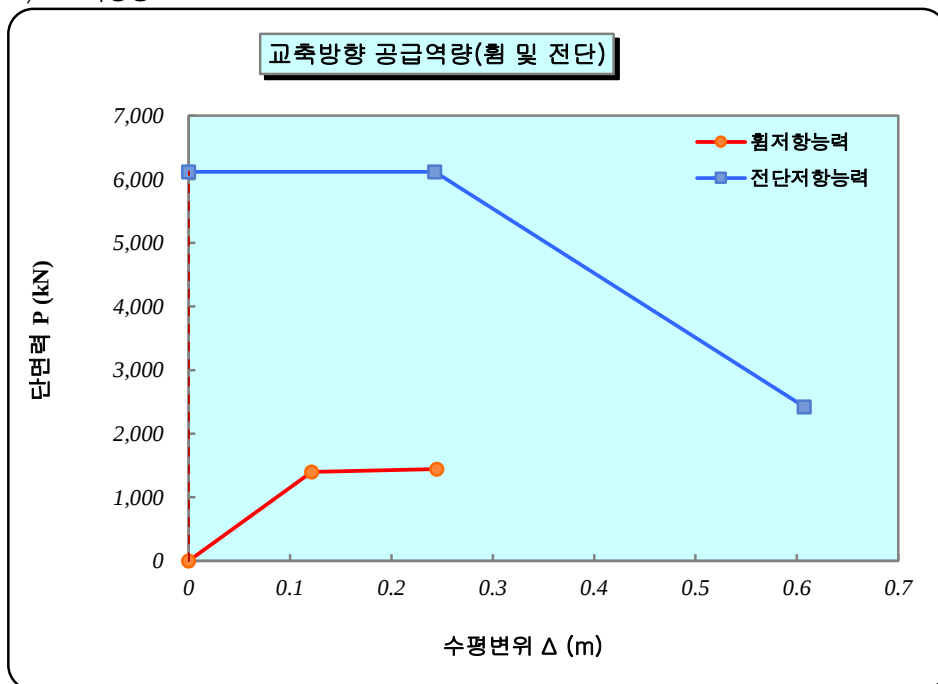
교축직각방향(상단) 휨성능 곡선



교축직각방향(상단) 전단성능 곡선

9.3.5 파괴모드 결정

1) 교축방향



휨강도(P_f)

1,444

(kN)

전단강도(V_n)

6,117

(kN)

항복변위 (Δ_y)

0.1215

(m)

극한변위 (Δ_u)

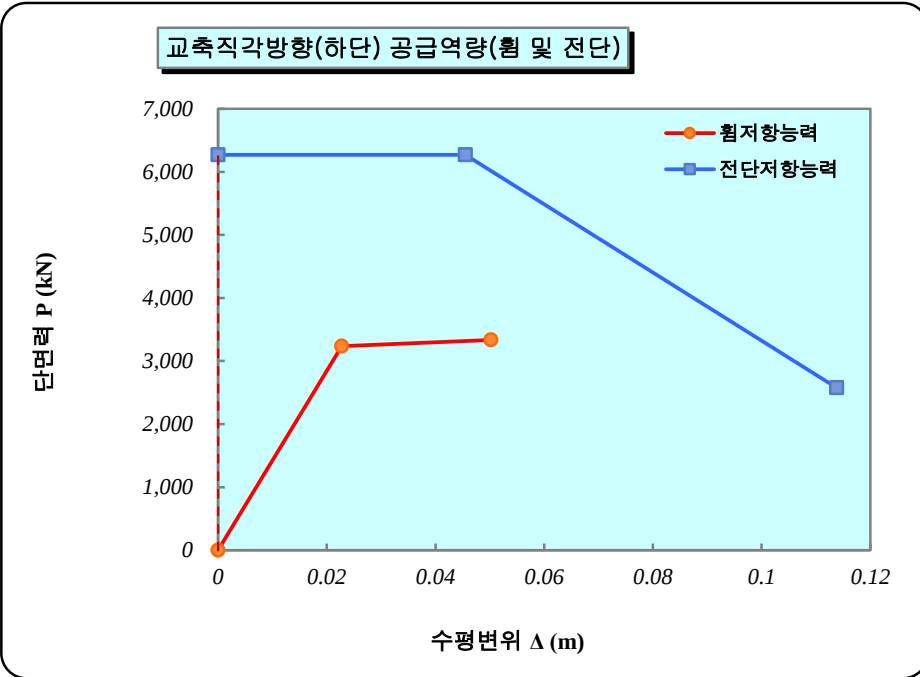
0.2449

(m)

변위연성도(μ)

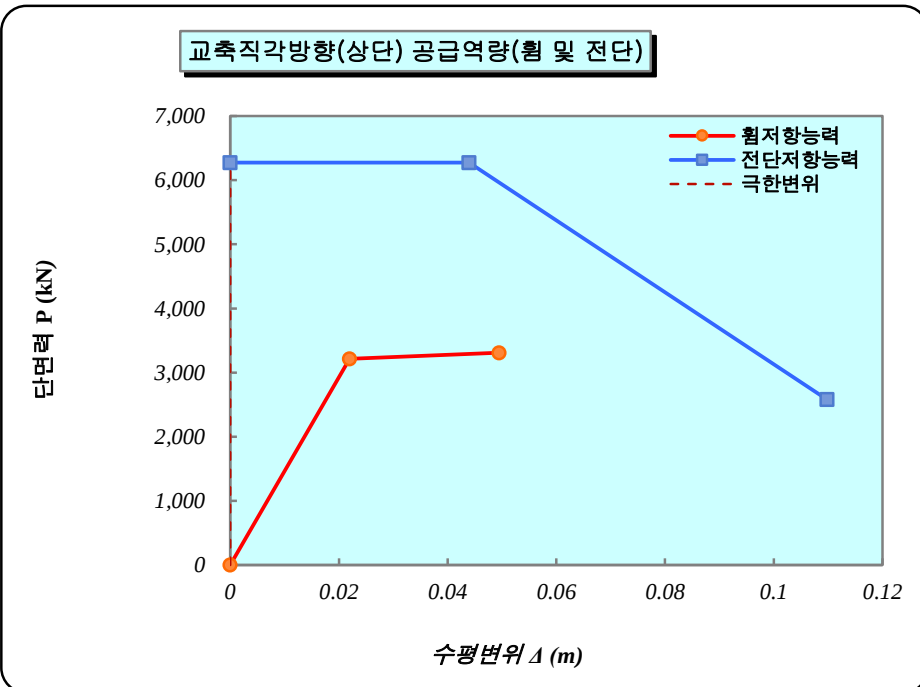
2.016

2) 교축직각방향-하단



휨강도(P_f)
3,334
(kN)
전단강도(V_n)
6,270
(kN)
항복변위 (Δ_y)
0.0228
(m)
극한변위 (Δ_u)
0.0502
(m)
변위연성도(μ)
2.206

3) - 교축직각방향-상단



휨강도(P_f)
3,311
(kN)
전단강도(V_n)
6,274
(kN)
항복변위 (Δ_y)
0.0220
(m)
극한변위 (Δ_u)
0.0495
(m)
변위연성도(μ)
2.254

9.3.6 소요성능 산정

1) 교축방향

① 탄성 지진 조합력

$$\begin{aligned}
 M_{E, \text{rpd}}^L &= M_E^L + P \cdot 1.5 \Delta_E^L = 8,172 + 5,544 \times 1.5 \times 0.04127 \\
 &= 8,515 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

② 단면강도비 RS

$$R_s^L = \frac{M_{E, \text{rpd}}}{M_y} = \frac{8,515}{19,896} = 1.000 \quad \therefore \text{탄성영역상에서 거동}$$

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

- $T < 1.25 T_s$ 일때, $\lambda_{DR} = (1 - (1/R_s) \cdot 1.25 T_s / T + 1/R_s)$
- 지반종류는 **S3** 이고, 주기(T)는 **1.6408** 초 이므로
 $T \geq 1.25 T_s$ ($= 0.517$) $\therefore \lambda_{DR} = 1.000$

※ 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

- $M_{E, pd}^T = M_E^L + P \cdot 1.5 \Delta_E^L = 6,274 + 5,544 \times 1.5 \times 0.015$
 $= 6,395 \text{ kN}\cdot\text{m}$

② 단면강도비 R_s

- $R_s^T = \frac{M_{E, pd}^T}{M_y} = \frac{6,395}{19,893} = 1.000 \therefore \text{탄성영역상에서 거동}$

- $T \geq 1.25 T_s$ 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 **S3** 이고, 주기(T)는 **1.4444** 초 이므로
 $T \geq 1.25 T_s$ ($= 0.517$) $\therefore \lambda_{DR} = 1.000$

※ 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 $\mu_{\Delta d}$

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

- - 교축직각방향 상단

① 탄성 지진 조합력

- $M_{E, pd}^T = M_E^L + P \cdot 1.5 \Delta_E^L = 5,888 + 5,544 \times 1.5 \times 0.015$
 $= 6,009 \text{ kN}\cdot\text{m}$

② 단면강도비 R_s

- $R_s = \frac{M_{E, pd}^T}{M_y} = \frac{6,009}{19,460} = 1.000 \therefore \text{탄성영역상에서 거동}$

- $T \geq 1.25 T_s$ 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 **S3** 이고, 주기(T)는 **1.4444** 초 이므로

$$T \geq 1.25 T_s \quad (= 0.517) \quad \therefore \lambda_{DR} = 1.000$$

※ 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 $\mu_{\Delta d}$

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

9.3.7 교각의 내진성능 평가

① 보유성능

- 교축방향(변위연성도) $\mu_{\Delta C}^L = 2.016$
- 교축직각방향 하단(변위연성도) $\mu_{\Delta C}^T = 2.206$
- 교축직각방향 상단(변위연성도) $\mu_{\Delta C}^T = 2.254$

② 소요성능

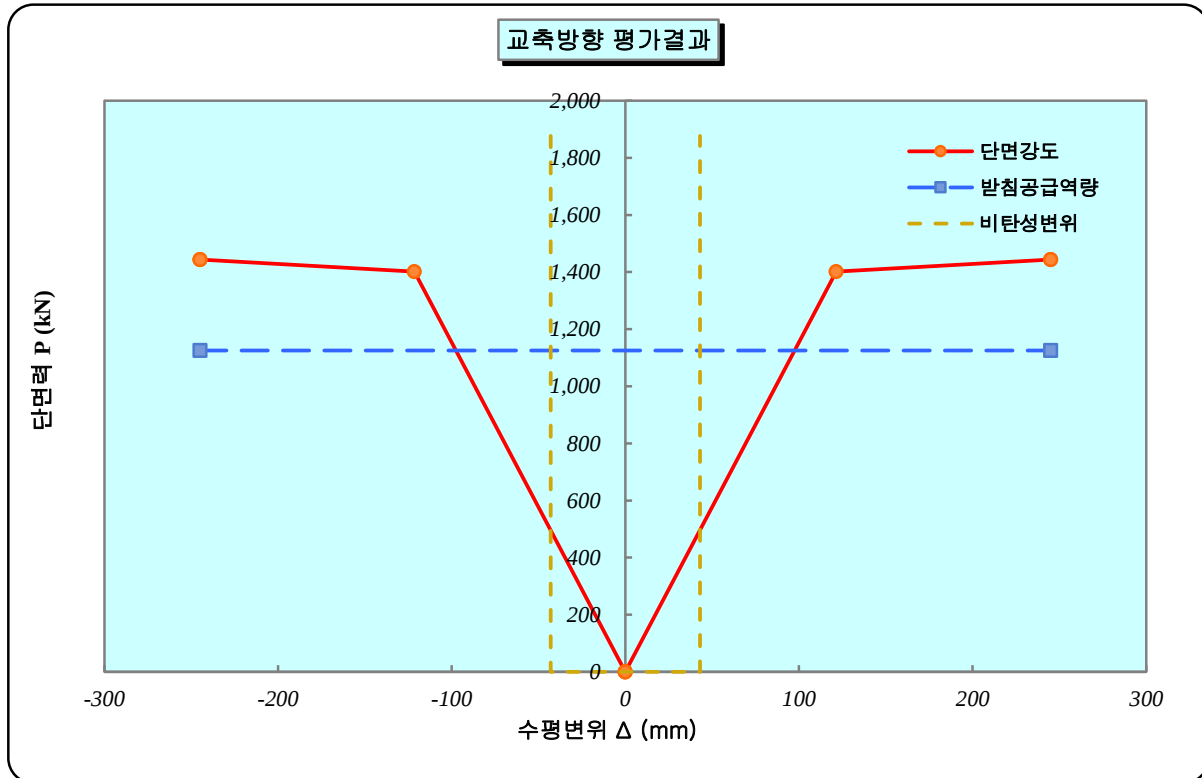
- 교축방향(변위연성도) $\mu_{\Delta d}^L = 1.000$
- 교축직각방향 하단(변위연성도) $\mu_{\Delta d}^T = 1.000$
- 교축직각방향 상단(변위연성도) $\mu_{\Delta d}^T = 1.000$

③ 평가

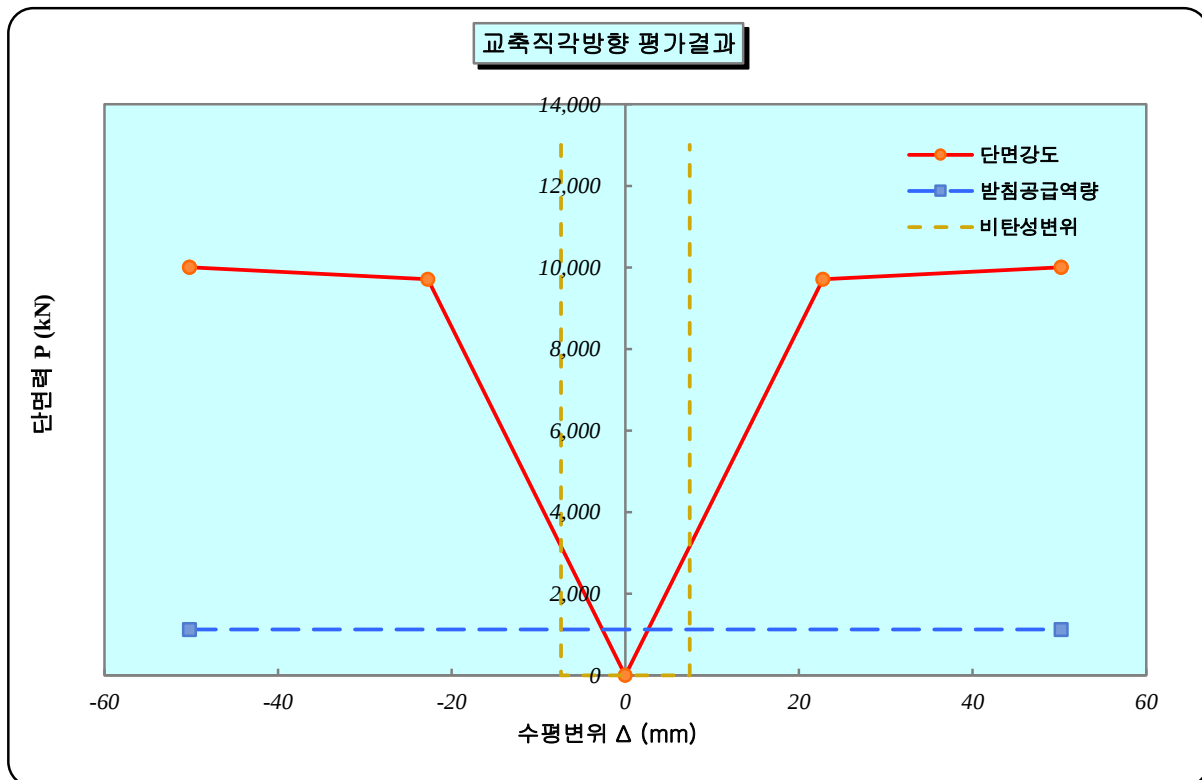
$$\begin{aligned}
 \therefore \text{교축방향(변위연성도)} \quad & \frac{\mu_{\Delta C}^L}{\mu_{\Delta d}^L} = \frac{2.016}{1.000} = 2.016 \geq 1.0 \quad \therefore \mathbf{O.K} \\
 \therefore \text{교축직각방향 하단(변위연성도)} \quad & \frac{\mu_{\Delta C}^T}{\mu_{\Delta d}^T} = \frac{2.206}{1.000} = 2.206 \geq 1.0 \quad \therefore \mathbf{O.K} \\
 \therefore \text{교축직각방향 상단(변위연성도)} \quad & \frac{\mu_{\Delta C}^T}{\mu_{\Delta d}^T} = \frac{2.254}{1.000} = 2.254 \geq 1.0 \quad \therefore \mathbf{O.K}
 \end{aligned}$$

9.3.8 내진성능 평가 결과

- 교축방향



- 교축직각방향



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

$$F_{BC} = 211.00 \times 24 = 5,064.00 \text{ kN}$$

- 교직방향

$$F_{BC} = 211.00 \times 24 = 5,064.00 \text{ kN}$$

(3) 소요성능 : 받침부 평가지진력 F_{BD}

- 교축방향

$$\begin{aligned} F_{BD} &= \text{MIN}[F_n, [V]_{\text{comb,Top}}] \\ &= \text{MIN}[6,414, 3,406] = 3,405.63 \text{ kN} \end{aligned}$$

- 교직방향

$$\begin{aligned} F_{BD} &= \text{MIN}[F_n, [V]_{\text{comb,Top}}] \\ &= \text{MIN}[14,739, 3,854] = 3,853.82 \text{ kN} \end{aligned}$$

(4) 받침본체 내진성능평가

- 교축방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{5,064.00}{3,405.63} = 1.487 > 1.0 \quad \text{OK}$$

- 교축직각방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{5,064.00}{3,853.82} = 1.314 > 1.0 \quad \text{OK}$$

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}	$=$	2000	mm

(2) 강재파괴

1) 보유성능 : 강재강도

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

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

$$F_{ASD} \quad F_{ASD}$$

교축방향:	F_{ASDL}	$=$	F_{BDL} / n^L	$=$	3405.63 / 24	$=$	142	kN
교직방향:	F_{ASDT}	$=$	F_{BDT} / n^T	$=$	3853.82 / 24	$=$	161	kN

3) 평가

교축방향	$\frac{V_{saL}}{F_{ASDL}}$	$=$	$\frac{692}{142}$	$=$	4.874	$>$	1.0	OK
교직방향	$\frac{V_{saT}}{F_{ASDT}}$	$=$	$\frac{692}{161}$	$=$	4.307	$>$	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

$$C_{a1} = 1,050 \quad mm$$

$$C_{a1}' = 1,050 \quad mm$$

$$C_{a2} = 876 \quad mm$$

$$C_{a2}' = 876 \quad mm$$

$$\sum S_i = 27330 \quad mm$$

$$S_L = 500 \quad mm$$

$$1.5C_{a1} = 1,575 \quad mm$$

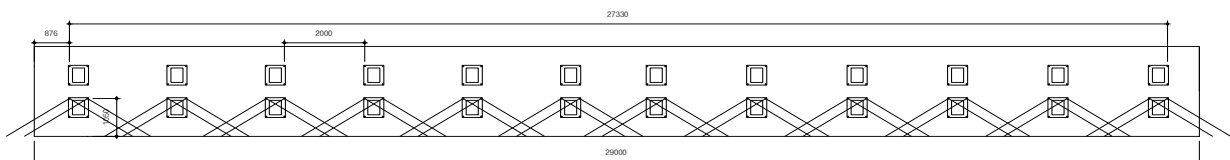
$$S_T = 450 \quad mm$$

$$S_{ax} = 2000 \quad mm$$

$$h_{cop} = 2,000 \quad mm$$

$$h_a = \min[h_{cop}, 1.5C_{a1}] = 1,575 \quad mm$$

$$\text{투영길이} = 29,000 \quad mm$$



'- 파괴선이 겹치므로 전체받침 앵커그룹으로 저항

$$A_{vc} = 45,675,000 \text{ mm}^2$$

$$A_{vco} = 4.5 C_{a1}^2 = 4.5 \times 1050^2 = 4,961,250 \text{ mm}^2$$

$$\text{check } A_{vc} < n A_{vco} = 45,675,000 < 24 \times 4,961,250 = 119,070,000 \text{ mm}^2$$

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

$$= 0.6 \frac{150^{0.2}}{40} \times \sqrt{40} \times \sqrt{24} \times 1050^{1.5}$$

$$= 823.90 \text{ kN}$$

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

$$= 3.7 \times \sqrt{24} \times 1,050^{1.5}$$

$$= 616.72 \text{ kN}$$

$$\Phi_{ed,v} = 0.867$$

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

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

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

$$= \frac{45,675,000}{4,961,250} \times 0.867 \times 1.000 \times 1.000 \times 617 = 4,922 \text{ kN}$$

② 교직방향

$$C_{a1} = 1,326 \text{ mm}$$

$$C_{a1}' = 1,326 \text{ mm}$$

$$C_{a2} = 550 \text{ mm}$$

$$C_{a2}' = 550 \text{ mm}$$

$$\sum S_i = 400 \text{ mm}$$

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

$$1.5C_{a1} = 1,989 \text{ mm}$$

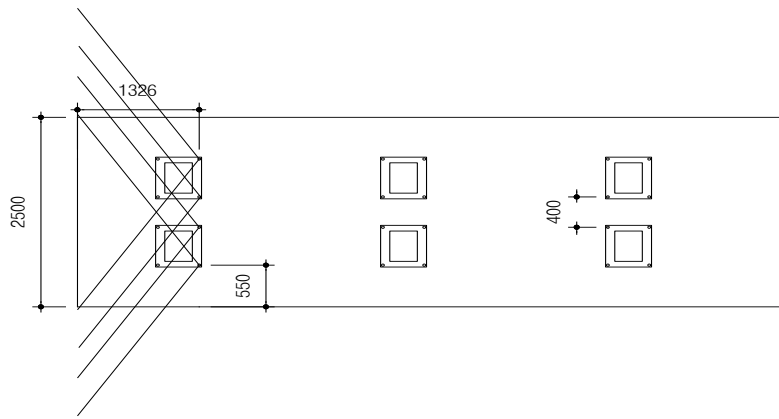
$$S_T = 450 \text{ mm}$$

$$S_{ay} = 400 \text{ mm}$$

$$h_{cop} = 2,000 \text{ mm}$$

$$h_a = \text{min}[h_{cop}, 1.5C_{a1}] = 1,989 \text{ mm}$$

$$\text{투영길이} = 2,500 \text{ mm}$$



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

$$\begin{aligned}
 1\text{면} \quad C_{a1} &= 1,326 \text{ mm} < 1.5C_{a1} = 1,989 \text{ mm} \\
 2\text{면} \quad C_{a2}' &= 550 \text{ mm} < 1.5C_{a1} = 1,989 \text{ mm} \\
 3\text{면} \quad h_{\text{cop}} &= 2,000 \text{ mm} > 1.5C_{a1} = 1,989 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- 연단거리 재산정 불필요

$$\begin{aligned}
 A_{vc} &= 4,972,500 \text{ mm}^2 \\
 A_{vco} &= 4.5C_{a1}^2 = 4.5 \times 1,326^2 = 7,912,242 \text{ mm}^2 \\
 \text{check } A_{vc} &< n A_{vco} = 4,972,500 < 4 \times 7,912,242 = 31,648,968 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{b1} &= 0.6(l_e/d_a)^{0.2} \sqrt{d_a} \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5} \\
 &= 0.6 \frac{150^{0.2}}{40} \times \sqrt{40} \times \sqrt{24} \times 1,326^{1.5} \\
 &= 1,169.25 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{b2} &= 3.7 \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5} \\
 &= 3.7 \times \sqrt{24} \times 1,326^{1.5} \\
 &= 875.23 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\Phi_{ed,v} = 0.783 \quad \Phi_{h,v} = 1.000$$

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

$$\begin{aligned}
 V_{cbg}^T &= A_{vc} / A_{vco} * \Phi_{ed,v} * \Phi_{c,v} * \Phi_{h,v} * \text{MIN}(V_{b1}, V_{b2}) \\
 &= \frac{4,972,500}{7,912,242} \times 0.783 \times 1.000 \times 1.000 \times 875 = 431 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) 소요성능 : 앵커부 요구성능

$$\begin{aligned} \text{교축방향: } F_{AC,DL} &= 142 \times 12 = 1,703 \text{ kN} \\ \text{교직방향: } F_{AC,DT} &= 161 \times 2 = 321 \text{ kN} \end{aligned}$$

3) 평가

$$\begin{aligned} \text{교축방향 } \frac{V_{cbgL}}{F_{AC,DL}} &= \frac{4,922}{1,703} = 2.890 > 1.0 \quad \text{OK} \\ \text{교직방향 } \frac{V_{cbgT}}{F_{AC,DT}} &= \frac{431}{321} = 1.341 > 1.0 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

(4) 콘크리트 프라이 아웃 파괴

1) 보유성능 : 콘크리트 파괴강도 V_{cpG}

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

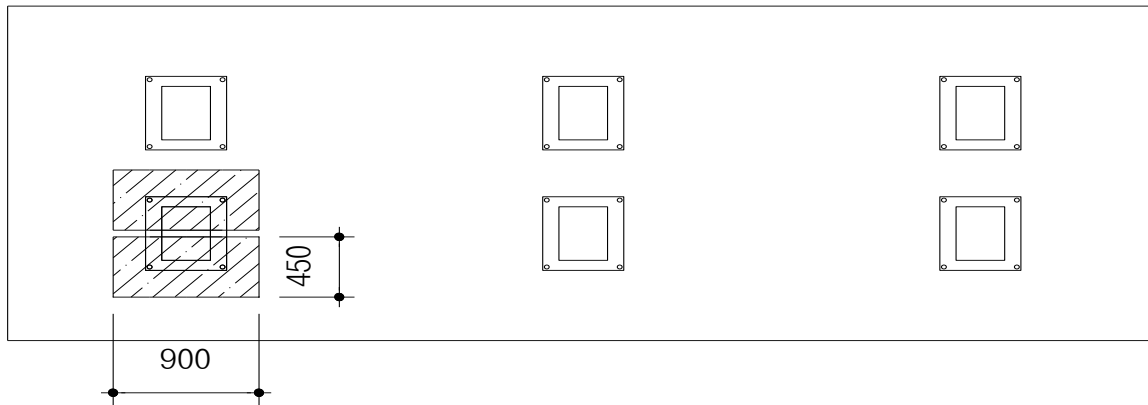
$$N_b = 3.9\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{5/3} \quad (280 < h_{ef} < 635) \quad N_b = 10\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5}$$

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

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

① 교축방향

C_{a1}	=	1,050	mm	S_L	=	500	mm
C_{a1}'	=	1,050	mm	S_T	=	450	mm
C_{a2}	=	876	mm	S_{ax}	=	2,000	mm
C_{a2}'	=	876	mm	S_{ay}	=	400	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



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

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

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

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

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

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

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

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

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

$$k_{cp} = 2$$

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

- 받침 1기당 보유성능

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

② 교직방향

$$C_{a1} = 1,326 \text{ mm}$$

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

$$C_{a1}' = 1,326 \text{ mm}$$

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

$$C_{a2} = 550 \text{ mm}$$

$$S_{ax} = 2,000 \text{ mm}$$

$$C_{a2}' = 550 \text{ mm}$$

$$S_{ay} = 400 \text{ mm}$$

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

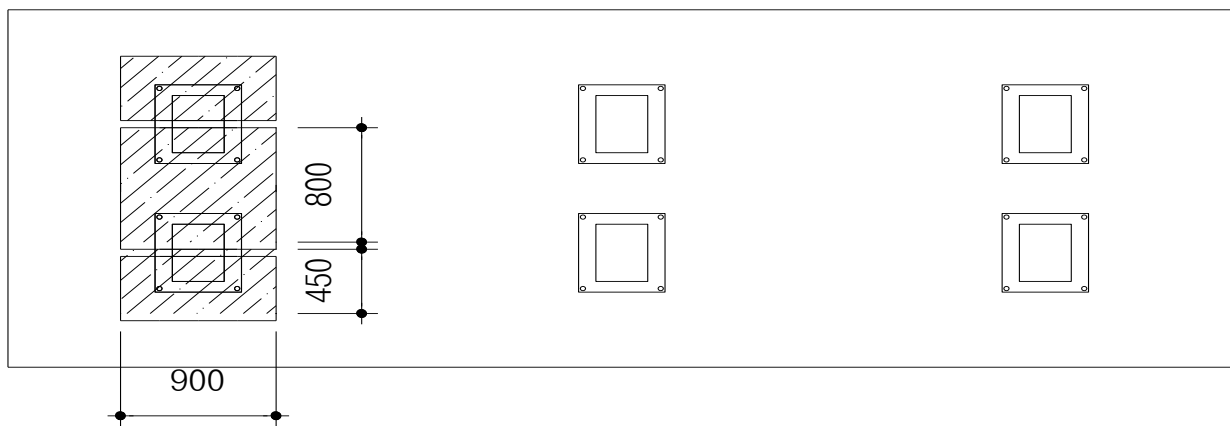
$$h_{ef}' = 150 \text{ mm (유효물림깊이)}$$

$$1.5h_{ef} = 225.0 \text{ mm}$$

$$1.5h_{ef}' = 225.0 \text{ mm}$$

$$2 \times 1.5h_{ef} = 450.0 \text{ mm}$$

$$2 \times 1.5h_{ef}' = 450.0 \text{ mm}$$



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

$$1\text{면} \quad C_{a1} = 1,326 \text{ mm} > 1.5h_{ef} = 225.0 \text{ mm}$$

$$2\text{면} \quad C_{a2} = 550 \text{ mm} > 1.5h_{ef} = 225.0 \text{ mm}$$

$$3\text{면} \quad C_{a2}' = 550 \text{ mm} > 1.5h_{ef} = 225.0 \text{ mm}$$

$$4\text{면} \quad S_T + S_{ax} = 2,450 \text{ mm} > 2 \times 1.5h_{ef} = 450.0 \text{ mm}$$

$$S_{ay} = 400 \text{ mm} < 2 \times 1.5h_{ef} = 450.0 \text{ mm}$$

- 앵커의 유효물림깊이 h_{ef} 재산정 불필요

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

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

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

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

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

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

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

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

$$k_{cp} = 2$$

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

- 받침 1기당 보유성능

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

2) 소요성능 : 받침 1기당 평가지진력

F_{ASD}

$$\text{교축방향: } F_{ASDL} = 142 \text{ kN}$$

$$\text{교직방향: } F_{ASDT} = 161 \text{ kN}$$

3) 평가

$$\text{교축방향} \quad \frac{V_{cpGL}}{F_{ASDL}} = \frac{900}{142} = 6.342 > 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\text{교직방향} \quad \frac{V_{cpGT}}{F_{ASDT}} = \frac{850}{161} = 5.293 > 1.0 \quad \text{OK}$$

(5) 받침부 평가 요약

구분		방향	보유성능	소요성능	평가	
받침부	본체	교축	5,064	3,406	1.487	OK
		교직	5,064	3,854	1.314	OK
	앵커볼트	교축	692	142	4.874	OK
		교직	692	161	4.307	OK
	콘크리트	교축	4,922	1,703	2.890	OK
		교직	431	321	1.341	OK
	프라이아웃	교축	900	142	6.342	OK
		교직	850	161	5.293	OK

10. 받침부 평가 (교각, 교대)

10.2 교각 P2 (전열)

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

$$F_{BC} = 211.00 \times 6 = 1,266.00 \text{ kN}$$

- 교직방향

$$F_{BC} = 211.00 \times 6 = 1,266.00 \text{ kN}$$

(3) 소요성능 : 받침부 평가지진력 F_{BD}

- 교축방향

$$\begin{aligned} F_{BD} &= \text{MIN}[F_n, [V]_{\text{comb,Top}}] \\ &= \text{MIN}[4,012, 766] = 765.70 \text{ kN} \end{aligned}$$

- 교직방향

$$\begin{aligned} F_{BD} &= \text{MIN}[F_n, [V]_{\text{comb,Top}}] \\ &= \text{MIN}[9,170, 930] = 929.60 \text{ kN} \end{aligned}$$

(4) 받침본체 내진성능평가

- 교축방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{1,266.00}{765.70} = 1.653 > 1.0 \quad \text{OK}$$

- 교축직각방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{1,266.00}{929.60} = 1.362 > 1.0 \quad \text{OK}$$

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}	$=$	2000	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

$$\begin{aligned} \text{교축방향:} \quad F_{ASDL} &= F_{BDL} / n^L = 765.70 / 6 = 128 \text{ kN} \\ \text{교직방향:} \quad F_{ASDT} &= F_{BDT} / n^T = 929.60 / 6 = 155 \text{ kN} \end{aligned} \quad F_{ASD}$$

3) 평가

$$\begin{aligned} \text{교축방향} \quad \frac{V_{saL}}{F_{ASDL}} &= \frac{692}{128} = 5.420 > 1.0 \quad \text{OK} \\ \text{교직방향} \quad \frac{V_{saT}}{F_{ASDT}} &= \frac{692}{155} = 4.464 > 1.0 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

(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

$$C_{a1} = 1,050 \quad mm$$

$$C_{a1}' = 1,050 \quad mm$$

$$C_{a2} = 881 \quad mm$$

$$C_{a2}' = 881 \quad mm$$

$$\sum S_i = 12700 \quad mm$$

$$S_L = 500 \quad mm$$

$$1.5C_{a1} = 1,575 \quad mm$$

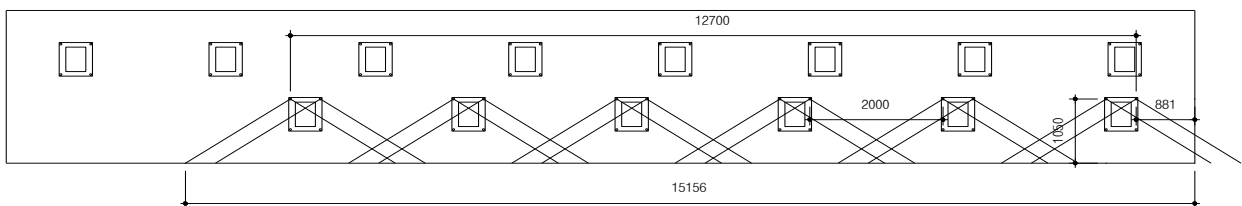
$$S_T = 450 \quad mm$$

$$S_{ax} = 2000 \quad mm$$

$$h_{cop} = 2,000 \quad mm$$

$$h_a = \min[h_{cop}, 1.5C_{a1}] = 1,575 \quad mm$$

$$\text{투영길이} = 15,156 \quad mm$$



'- 파괴선이 겹치므로 전체받침 앵커그룹으로 저항

$$A_{vc} = 23,870,700 \text{ mm}^2$$

$$A_{vco} = 4.5 C_{a1}^2 = 4.5 \times 1050^2 = 4,961,250 \text{ mm}^2$$

$$\text{check } A_{vc} < n A_{vco} = 23,870,700 < 12 \times 4,961,250 = 59,535,000 \text{ mm}^2$$

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

$$= 0.6 \frac{150^{0.2}}{40} \times \sqrt{40} \times \sqrt{24} \times 1050^{1.5}$$

$$= 823.90 \text{ kN}$$

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

$$= 3.7 \times \sqrt{24} \times 1,050^{1.5}$$

$$= 616.72 \text{ kN}$$

$$\Phi_{ed,v} = 0.868$$

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

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

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

$$= \frac{23,870,700}{4,961,250} \times 0.868 \times 1.000 \times 1.000 \times 617 = 2,575 \text{ kN}$$

② 교직방향

$$C_{a1} = 1,331 \text{ mm}$$

$$C_{a1}' = 1,331 \text{ mm}$$

$$C_{a2} = 550 \text{ mm}$$

$$C_{a2}' = 550 \text{ mm}$$

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

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

$$1.5C_{a1} = 1,997 \text{ mm}$$

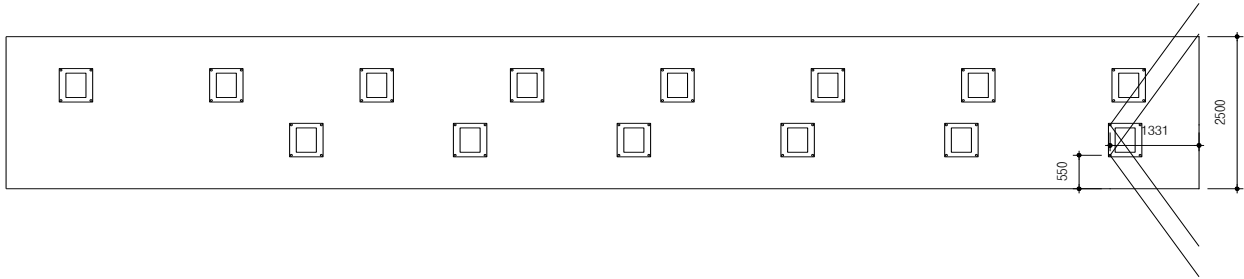
$$S_T = 450 \text{ mm}$$

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

$$h_{cop} = 2,000 \text{ mm}$$

$$h_a = \text{min}[h_{cop}, 1.5C_{a1}] = 1,997 \text{ mm}$$

$$\text{투영길이} = 2,500 \text{ mm}$$



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

$$1\text{면} \quad C_{a1} = 1,331 \text{ mm} < 1.5C_{a1} = 1,997 \text{ mm}$$

$$2\text{면} \quad C_{a2}' = 550 \text{ mm} < 1.5C_{a1} = 1,997 \text{ mm}$$

$$3\text{면} \quad h_{\text{cop}} = 2,000 \text{ mm} > 1.5C_{a1} = 1,997 \text{ mm}$$

- 연단거리 재산정 불필요

$$A_{vc} = 4,991,250 \text{ mm}^2$$

$$A_{vco} = 4.5C_{a1}^2 = 4.5 \times 1,331^2 = 7,972,025 \text{ mm}^2$$

$$\text{check} \quad A_{vc} < n \quad A_{vco} = 4,991,250 < 2 \times 7,972,025 = 15,944,049 \text{ mm}^2$$

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

$$= 0.6 \times \frac{150}{40}^{0.2} \times \sqrt{40} \times \sqrt{24} \times 1,331^{1.5}$$

$$= 1,175.87 \text{ kN}$$

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

$$= 3.7 \times \sqrt{24} \times 1,331^{1.5}$$

$$= 880.19 \text{ kN}$$

$$\Phi_{ed,v} = 0.783$$

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

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

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

$$= \frac{4,991,250}{7,972,025} \times 0.783 \times 1.000 \times 1.000 \times 880 = 431 \text{ kN}$$

2) 소요성능 : 앵커부 요구성능

$$\begin{aligned} \text{교축방향: } F_{AC,DL} &= 128 \times 6 = 766 \text{ kN} \\ \text{교직방향: } F_{AC,DT} &= 155 \times 1 = 155 \text{ kN} \end{aligned}$$

3) 평가

$$\begin{aligned} \text{교축방향 } \frac{V_{cbgL}}{F_{AC,DL}} &= \frac{2,575}{766} = 3.363 > 1.0 \quad \text{OK} \\ \text{교직방향 } \frac{V_{cbgT}}{F_{AC,DT}} &= \frac{431}{155} = 2.784 > 1.0 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

(4) 콘크리트 프라이 아웃 파괴

1) 보유성능 : 콘크리트 파괴강도 V_{cpG}

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

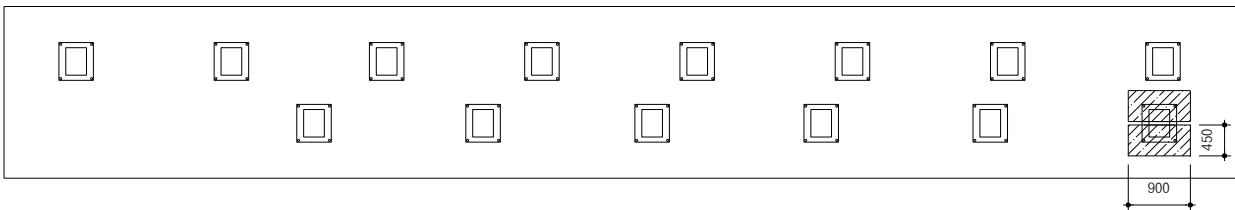
$$N_b = 3.9\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{5/3} \quad (280 < h_{ef} < 635) \quad N_b = 10\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5}$$

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

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

① 교축방향

C_{a1}	=	1,050	mm	S_L	=	500	mm
C_{a1}'	=	1,050	mm	S_T	=	450	mm
C_{a2}	=	881	mm	S_{ax}	=	2,000	mm
C_{a2}'	=	881	mm	S_{ay}	=	0	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



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

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

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

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

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

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

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

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

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

$$k_{cp} = 2$$

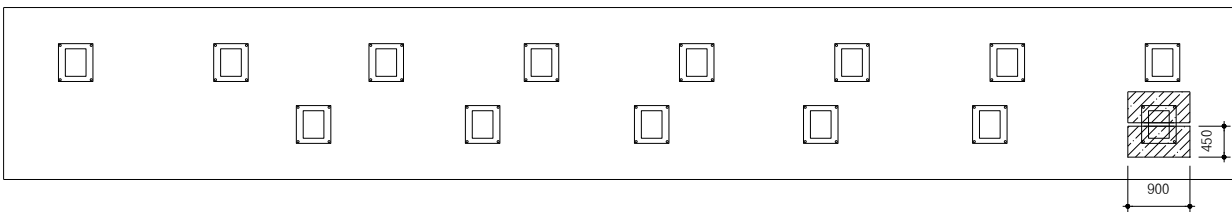
$$V_{cp} = k_{cp} \times N_{cbg} = 2 \times 450 = 900 \text{ kN}$$

- 받침 1기당 보유성능

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

② 교직방향

C_{a1}	=	1,331	mm	S_L	=	500	mm
C_{a1}'	=	1,331	mm	S_T	=	450	mm
C_{a2}	=	550	mm	S_{ax}	=	2,000	mm
C_{a2}'	=	550	mm	S_{ay}	=	0	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}	=	1,331	mm	>	$1.5h_{ef}$	=	225.0	mm
2면	C_{a2}	=	550	mm	>	$1.5h_{ef}$	=	225.0	mm
3면	C_{a2}'	=	550	mm	>	$1.5h_{ef}$	=	225.0	mm
4면	$S_T + S_{ax}$	=	2,450	mm	>	$2 \times 1.5h_{ef}$	=	450.0	mm
	S_{ay}	=	0	mm	<	$2 \times 1.5h_{ef}$	=	450.0	mm

- 앵커의 유효물림깊이 h_{ef} 재산정 불필요

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

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

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

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

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

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

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

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

$$k_{cp} = 2$$

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

- 받침 1기당 보유성능

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

2) 소요성능 : 받침 1기당 평가지진력

F_{ASD}

$$\text{교축방향: } F_{ASDL} = 128 \text{ kN}$$

$$\text{교직방향: } F_{ASDT} = 155 \text{ kN}$$

3) 평가

$$\text{교축방향 } \frac{V_{cpGL}}{F_{ASDL}} = \frac{900}{128} = 7.052 > 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\text{교직방향 } \frac{V_{cpGT}}{F_{ASDT}} = \frac{900}{155} = 5.809 > 1.0 \quad \text{OK}$$

(5) 받침부 평가 요약

구분		방향	보유성능	소요성능	평가	
받침부	본체	교축	1,266	766	1.653	OK
		교직	1,266	930	1.362	OK
	앵커볼트	교축	692	128	5.420	OK
		교직	692	155	4.464	OK
	콘크리트	교축	2,575	766	3.363	OK
		교직	431	155	2.784	OK
	프라이아웃	교축	900	128	7.052	OK
		교직	900	155	5.809	OK

10. 받침부 평가 (교각, 교대)

10.2 교각 P2 (후열)

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

$$F_{BC} = 211.00 \times 8 = 1,688.00 \text{ kN}$$

- 교직방향

$$F_{BC} = 211.00 \times 8 = 1,688.00 \text{ kN}$$

(3) 소요성능 : 받침부 평가지진력 F_{BD}

- 교축방향

$$\begin{aligned} F_{BD} &= \text{MIN}[F_n, [V]_{\text{comb,Top}}] \\ &= \text{MIN}[4,012, 770] = 770.30 \text{ kN} \end{aligned}$$

- 교직방향

$$\begin{aligned} F_{BD} &= \text{MIN}[F_n, [V]_{\text{comb,Top}}] \\ &= \text{MIN}[9,170, 1,151] = 1,151.00 \text{ kN} \end{aligned}$$

(4) 받침본체 내진성능평가

- 교축방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{1,688.00}{770.30} = 2.191 > 1.0 \quad \text{OK}$$

- 교축직각방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{1,688.00}{1,151.00} = 1.467 > 1.0 \quad \text{OK}$$

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}	$=$	2000	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

$$\begin{aligned} \text{교축방향:} \quad F_{ASDL} &= F_{BDL} / n^L = 770.30 / 8 = 96 \text{ kN} \\ \text{교직방향:} \quad F_{ASDT} &= F_{BDT} / n^T = 1151.00 / 8 = 144 \text{ kN} \end{aligned} \quad F_{ASD}$$

3) 평가

$$\begin{aligned} \text{교축방향} \quad \frac{V_{saL}}{F_{ASDL}} &= \frac{692}{96} = 7.183 > 1.0 \quad \text{OK} \\ \text{교직방향} \quad \frac{V_{saT}}{F_{ASDT}} &= \frac{692}{144} = 4.807 > 1.0 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

(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

$$C_{a1} = 1,050 \quad mm$$

$$C_{a1}' = 1,050 \quad mm$$

$$C_{a2} = 820 \quad mm$$

$$C_{a2}' = 820 \quad mm$$

$$\sum S_i = 16200 \quad mm$$

$$S_L = 500 \quad mm$$

$$1.5C_{a1} = 1,575 \quad mm$$

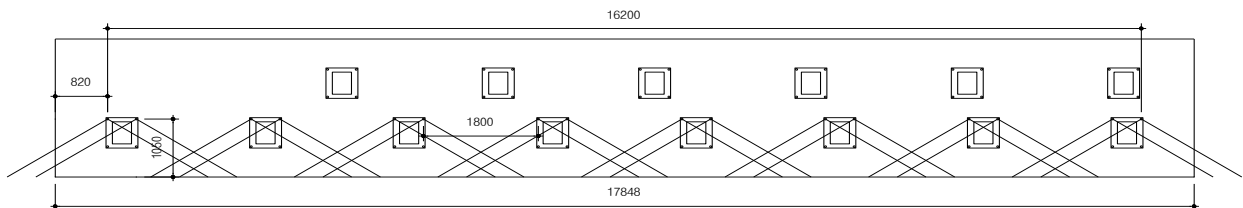
$$S_T = 450 \quad mm$$

$$S_{ax} = 1800 \quad mm$$

$$h_{cop} = 2,000 \quad mm$$

$$h_a = \min[h_{cop}, 1.5C_{a1}] = 1,575 \quad mm$$

$$\text{투영길이} = 17,848 \quad mm$$



'- 파괴선이 겹치므로 전체받침 앵커그룹으로 저항

$$A_{vc} = 28,110,600 \text{ mm}^2$$

$$A_{vco} = 4.5 C_{a1}^2 = 4.5 \times 1050^2 = 4,961,250 \text{ mm}^2$$

$$\text{check } A_{vc} < n A_{vco} = 28,110,600 < 16 \times 4,961,250 = 79,380,000 \text{ mm}^2$$

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

$$= 0.6 \times \frac{150^{0.2}}{40} \times \sqrt{40} \times \sqrt{24} \times 1050^{1.5}$$

$$= 823.90 \text{ kN}$$

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

$$= 3.7 \times \sqrt{24} \times 1,050^{1.5}$$

$$= 616.72 \text{ kN}$$

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

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

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

$$= \frac{28,110,600}{4,961,250} \times 0.856 \times 1.000 \times 1.000 \times 617 = 2,992 \text{ kN}$$

② 교직방향

$$C_{a1} = 1,270 \text{ mm}$$

$$C_{a1}' = 1,270 \text{ mm}$$

$$C_{a2} = 550 \text{ mm}$$

$$C_{a2}' = 550 \text{ mm}$$

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

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

$$1.5 C_{a1} = 1,905 \text{ mm}$$

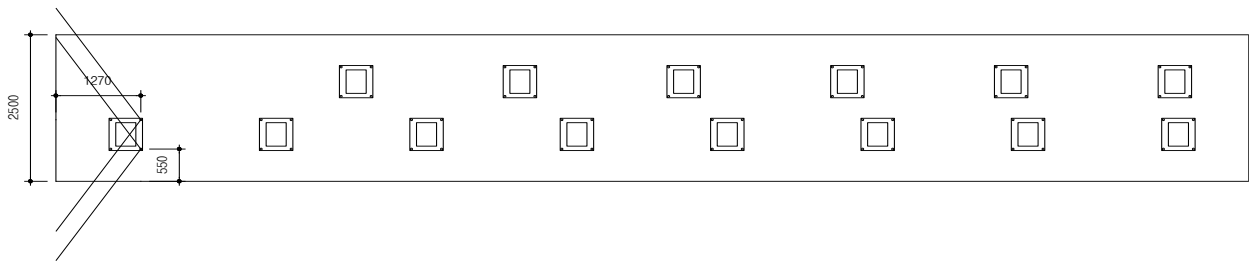
$$S_T = 450 \text{ mm}$$

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

$$h_{cop} = 2,000 \text{ mm}$$

$$h_a = \text{min}[h_{cop}, 1.5 C_{a1}] = 1,905 \text{ mm}$$

$$\text{투영길이} = 2,500 \text{ mm}$$



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

$$\begin{aligned}
 1\text{면} \quad C_{a1} &= 1,270 \text{ mm} < 1.5C_{a1} = 1,905 \text{ mm} \\
 2\text{면} \quad C_{a2}' &= 550 \text{ mm} < 1.5C_{a1} = 1,905 \text{ mm} \\
 3\text{면} \quad h_{\text{cop}} &= 2,000 \text{ mm} > 1.5C_{a1} = 1,905 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- 연단거리 재산정 불필요

$$\begin{aligned}
 A_{vc} &= 4,762,500 \text{ mm}^2 \\
 A_{vco} &= 4.5C_{a1}^2 = 4.5 \times 1,270^2 = 7,258,050 \text{ mm}^2 \\
 \text{check } A_{vc} < n A_{vco} &= 4,762,500 < 2 \times 7,258,050 = 14,516,100 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{b1} &= 0.6(l_e/d_a)^{0.2} \sqrt{d_a} \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5} \\
 &= 0.6 \frac{150^{0.2}}{40} \times \sqrt{40} \times \sqrt{24} \times 1,270^{1.5} \\
 &= 1,095.97 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{b2} &= 3.7 \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5} \\
 &= 3.7 \times \sqrt{24} \times 1,270^{1.5} \\
 &= 820.38 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\Phi_{ed,v} = 0.787 \quad \Phi_{h,v} = 1.000$$

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

$$\begin{aligned}
 V_{cbg}^T &= A_{vc} / A_{vco} * \Phi_{ed,v} * \Phi_{c,v} * \Phi_{h,v} * \text{MIN}(V_{b1}, V_{b2}) \\
 &= \frac{4,762,500}{7,258,050} \times 0.787 \times 1.000 \times 1.000 \times 820 = 423 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) 소요성능 : 앵커부 요구성능

$$\begin{aligned} \text{교축방향: } F_{AC,DL} &= 96 \times 8 = 770 \text{ kN} \\ \text{교직방향: } F_{AC,DT} &= 144 \times 1 = 144 \text{ kN} \end{aligned}$$

3) 평가

$$\begin{aligned} \text{교축방향 } \frac{V_{cbgL}}{F_{AC,DL}} &= \frac{2,992}{770} = 3.884 > 1.0 \quad \text{OK} \\ \text{교직방향 } \frac{V_{cbgT}}{F_{AC,DT}} &= \frac{423}{144} = 2.943 > 1.0 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

(4) 콘크리트 프라이 아웃 파괴

1) 보유성능 : 콘크리트 파괴강도 V_{cpG}

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

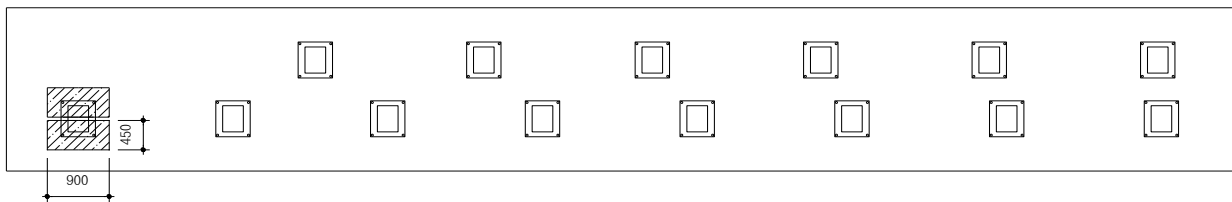
$$N_b = 3.9\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{5/3} \quad (280 < h_{ef} < 635) \quad N_b = 10\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5}$$

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

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

① 교축방향

C_{a1}	=	1,050	mm	S_L	=	500	mm
C_{a1}'	=	1,050	mm	S_T	=	450	mm
C_{a2}	=	820	mm	S_{ax}	=	1,800	mm
C_{a2}'	=	820	mm	S_{ay}	=	0	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



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

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

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

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

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

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

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

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

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

$$k_{cp} = 2$$

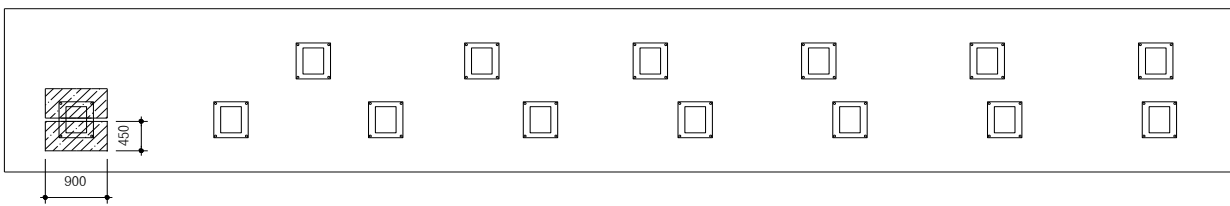
$$V_{cp} = k_{cp} \times N_{cbg} = 2 \times 450 = 900 \text{ kN}$$

- 받침 1기당 보유성능

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

② 교직방향

C_{a1}	=	1,270	mm	S_L	=	500	mm
C_{a1}'	=	1,270	mm	S_T	=	450	mm
C_{a2}	=	550	mm	S_{ax}	=	1,800	mm
C_{a2}'	=	550	mm	S_{ay}	=	0	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}	=	1,270	mm	>	$1.5h_{ef}$	=	225.0	mm
2면	C_{a2}	=	550	mm	>	$1.5h_{ef}$	=	225.0	mm
3면	C_{a2}'	=	550	mm	>	$1.5h_{ef}$	=	225.0	mm
4면	$S_T + S_{ax}$	=	2,250	mm	>	$2 \times 1.5h_{ef}$	=	450.0	mm
	S_{ay}	=	0	mm	<	$2 \times 1.5h_{ef}$	=	450.0	mm

- 앵커의 유효문힘깊이 h_{ef} 재산정 불필요

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

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

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

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

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

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

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

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

$$k_{cp} = 2$$

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

- 받침 1기당 보유성능

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

2) 소요성능 : 받침 1기당 평가지진력

F_{ASD}

$$\text{교축방향: } F_{ASDL} = 96 \text{ kN}$$

$$\text{교직방향: } F_{ASDT} = 144 \text{ kN}$$

3) 평가

$$\text{교축방향 } \frac{V_{cpgL}}{F_{ASDL}} = \frac{900}{96} = 9.347 > 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\text{교직방향 } \frac{V_{cpgT}}{F_{ASDT}} = \frac{900}{144} = 6.255 > 1.0 \quad \text{OK}$$

(5) 받침부 평가 요약

구분		방향	보유성능	소요성능	평가	
받침부	본체	교축	1,688	770	2.191	OK
		교직	1,688	1,151	1.467	OK
	앵커볼트	교축	692	96	7.183	OK
		교직	692	144	4.807	OK
	콘크리트	교축	2,992	770	3.884	OK
		교직	423	144	2.943	OK
	프라이아웃	교축	900	96	9.347	OK
		교직	900	144	6.255	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

$$F_{BC} = 211.00 \times 16 = 3,376.00 \text{ kN}$$

- 교직방향

$$F_{BC} = 211.00 \times 16 = 3,376.00 \text{ kN}$$

(3) 소요성능 : 받침부 평가지진력 F_{BD}

- 교축방향

$$\begin{aligned} F_{BD} &= \text{MIN}[F_n, [V]_{\text{comb,Top}}] \\ &= \text{MIN}[4,331, 1,993] = 1,992.75 \text{ kN} \end{aligned}$$

- 교직방향

$$\begin{aligned} F_{BD} &= \text{MIN}[F_n, [V]_{\text{comb,Top}}] \\ &= \text{MIN}[10,003, 2,427] = 2,426.76 \text{ kN} \end{aligned}$$

(4) 받침본체 내진성능평가

- 교축방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{3,376.00}{1,992.75} = 1.694 > 1.0 \quad \text{OK}$$

- 교축직각방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{3,376.00}{2,426.76} = 1.391 > 1.0 \quad \text{OK}$$

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}	$=$	2000	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

$$\begin{aligned} \text{교축방향:} \quad F_{ASDL} &= F_{BDL} / n^L = 1992.75 / 16 = 125 \text{ kN} \\ \text{교직방향:} \quad F_{ASDT} &= F_{BDT} / n^T = 2426.76 / 16 = 152 \text{ kN} \end{aligned} \quad F_{ASD}$$

3) 평가

$$\begin{aligned} \text{교축방향} \quad \frac{V_{saL}}{F_{ASDL}} &= \frac{692}{125} = 5.553 > 1.0 \quad \text{OK} \\ \text{교직방향} \quad \frac{V_{saT}}{F_{ASDT}} &= \frac{692}{152} = 4.560 > 1.0 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

(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

$$C_{a1} = 1,050 \quad mm$$

$$C_{a1}' = 1,050 \quad mm$$

$$C_{a2} = 820 \quad mm$$

$$C_{a2}' = 820 \quad mm$$

$$\sum S_i = 16200 \quad mm$$

$$S_L = 500 \quad mm$$

$$1.5C_{a1} = 1,575 \quad mm$$

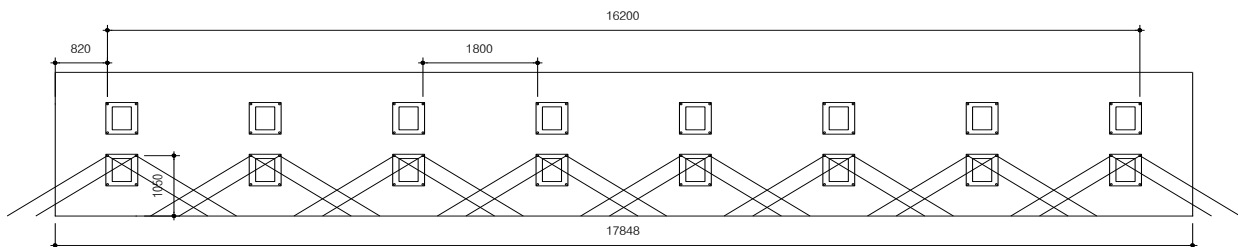
$$S_T = 450 \quad mm$$

$$S_{ax} = 1800 \quad mm$$

$$h_{cop} = 2,000 \quad mm$$

$$h_a = \min[h_{cop}, 1.5C_{a1}] = 1,575 \quad mm$$

$$\text{투영길이} = 17,848 \quad mm$$



'- 파괴선이 겹치므로 전체받침 앵커그룹으로 저항

$$A_{vc} = 28,110,600 \text{ mm}^2$$

$$A_{vco} = 4.5 C_{a1}^2 = 4.5 \times 1050^2 = 4,961,250 \text{ mm}^2$$

$$\text{check } A_{vc} < n A_{vco} = 28,110,600 < 16 \times 4,961,250 = 79,380,000 \text{ mm}^2$$

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

$$= 0.6 \times \frac{150^{0.2}}{40} \times \sqrt{40} \times \sqrt{24} \times 1050^{1.5}$$

$$= 823.90 \text{ kN}$$

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

$$= 3.7 \times \sqrt{24} \times 1,050^{1.5}$$

$$= 616.72 \text{ kN}$$

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

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

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

$$= \frac{28,110,600}{4,961,250} \times 0.856 \times 1.000 \times 1.000 \times 617 = 2,992 \text{ kN}$$

② 교직방향

$$C_{a1} = 1,270 \text{ mm}$$

$$C_{a1}' = 1,270 \text{ mm}$$

$$C_{a2} = 550 \text{ mm}$$

$$C_{a2}' = 550 \text{ mm}$$

$$\sum S_i = 400 \text{ mm}$$

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

$$1.5 C_{a1} = 1,905 \text{ mm}$$

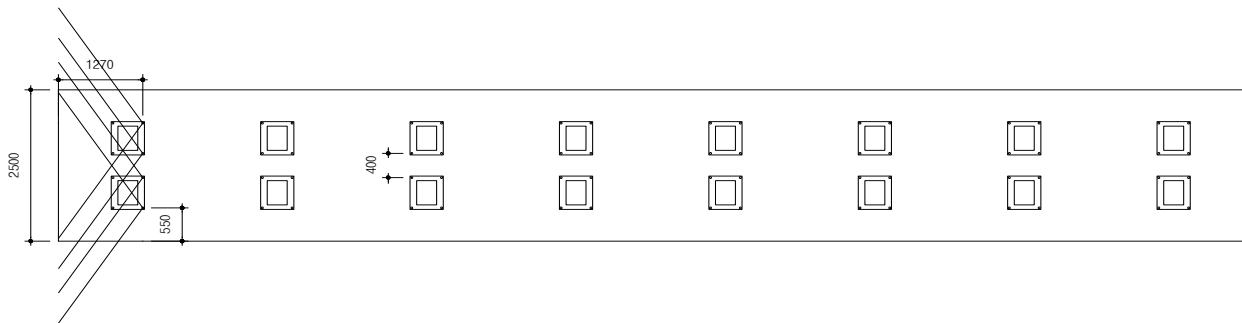
$$S_T = 450 \text{ mm}$$

$$S_{ay} = 400 \text{ mm}$$

$$h_{cop} = 2,000 \text{ mm}$$

$$h_a = \text{min}[h_{cop}, 1.5 C_{a1}] = 1,905 \text{ mm}$$

$$\text{투영길이} = 2,500 \text{ mm}$$



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

$$\begin{aligned}
 1\text{면} \quad C_{a1} &= 1,270 \text{ mm} < 1.5C_{a1} = 1,905 \text{ mm} \\
 2\text{면} \quad C_{a2}' &= 550 \text{ mm} < 1.5C_{a1} = 1,905 \text{ mm} \\
 3\text{면} \quad h_{\text{cop}} &= 2,000 \text{ mm} > 1.5C_{a1} = 1,905 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- 연단거리 재산정 불필요

$$\begin{aligned}
 A_{vc} &= 4,762,500 \text{ mm}^2 \\
 A_{vco} &= 4.5C_{a1}^2 = 4.5 \times 1,270^2 = 7,258,050 \text{ mm}^2 \\
 \text{check } A_{vc} < n A_{vco} &= 4,762,500 < 4 \times 7,258,050 = 29,032,200 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{b1} &= 0.6(l_e/d_a)^{0.2} \sqrt{d_a} \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5} \\
 &= 0.6 \frac{150^{0.2}}{40} \times \sqrt{40} \times \sqrt{24} \times 1,270^{1.5} \\
 &= 1,095.97 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{b2} &= 3.7 \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5} \\
 &= 3.7 \times \sqrt{24} \times 1,270^{1.5} \\
 &= 820.38 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\Phi_{ed,v} = 0.787 \quad \Phi_{h,v} = 1.000$$

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

$$\begin{aligned}
 V_{\text{cbg}}^T &= A_{vc} / A_{vco} * \Phi_{ed,v} * \Phi_{c,v} * \Phi_{h,v} * \text{MIN}(V_{b1}, V_{b2}) \\
 &= \frac{4,762,500}{7,258,050} \times 0.787 \times 1.000 \times 1.000 \times 820 = 423 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) 소요성능 : 앵커부 요구성능

$$\begin{aligned} \text{교축방향: } F_{AC,DL} &= 125 \times 8 = 996 \text{ kN} \\ \text{교직방향: } F_{AC,DT} &= 152 \times 2 = 303 \text{ kN} \end{aligned}$$

3) 평가

$$\begin{aligned} \text{교축방향 } \frac{V_{cbgL}}{F_{AC,DL}} &= \frac{2,992}{996} = 3.003 > 1.0 \quad \text{OK} \\ \text{교직방향 } \frac{V_{cbgT}}{F_{AC,DT}} &= \frac{423}{303} = 1.396 > 1.0 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

(4) 콘크리트 프라이 아웃 파괴

1) 보유성능 : 콘크리트 파괴강도 V_{cpG}

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

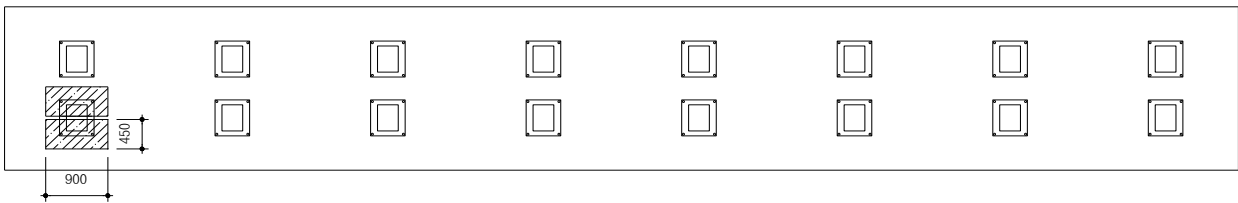
$$N_b = 3.9\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{5/3} \quad (280 < h_{ef} < 635) \quad N_b = 10\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5}$$

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

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

① 교축방향

C_{a1}	=	1,050	mm	S_L	=	500	mm
C_{a1}'	=	1,050	mm	S_T	=	450	mm
C_{a2}	=	820	mm	S_{ax}	=	1,800	mm
C_{a2}'	=	820	mm	S_{ay}	=	400	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



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

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

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

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

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

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

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

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

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

$$k_{cp} = 2$$

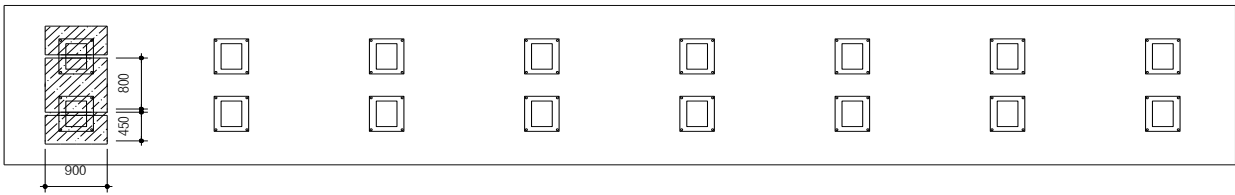
$$V_{cp} = k_{cp} \times N_{cbg} = 2 \times 450 = 900 \text{ kN}$$

- 받침 1기당 보유성능

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

② 교직방향

C_{a1}	=	1,270	mm	S_L	=	500	mm
C_{a1}'	=	1,270	mm	S_T	=	450	mm
C_{a2}	=	550	mm	S_{ax}	=	1,800	mm
C_{a2}'	=	550	mm	S_{ay}	=	400	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}	=	1,270	mm	>	$1.5h_{ef}$	=	225.0	mm
2면	C_{a2}	=	550	mm	>	$1.5h_{ef}$	=	225.0	mm
3면	C_{a2}'	=	550	mm	>	$1.5h_{ef}$	=	225.0	mm
4면	$S_T + S_{ax}$	=	2,250	mm	>	$2 \times 1.5h_{ef}$	=	450.0	mm
	S_{ay}	=	400	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}

$$\text{교축방향: } F_{ASDL} = 125 \text{ kN}$$

$$\text{교직방향: } F_{ASDT} = 152 \text{ kN}$$

3) 평가

$$\text{교축방향} \quad \frac{V_{cpGL}}{F_{ASDL}} = \frac{900}{125} = 7.226 > 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\text{교직방향} \quad \frac{V_{cpGT}}{F_{ASDT}} = \frac{850}{152} = 5.604 > 1.0 \quad \text{OK}$$

(5) 받침부 평가 요약

구분		방향	보유성능	소요성능	평가	
받침부	본체	교축	3,376	1,993	1.694	OK
		교직	3,376	2,427	1.391	OK
	앵커볼트	교축	692	125	5.553	OK
		교직	692	152	4.560	OK
	콘크리트	교축	2,992	996	3.003	OK
		교직	423	303	1.396	OK
	프라이아웃	교축	900	125	7.226	OK
		교직	850	152	5.604	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

$$F_{BC} = 211.00 \times 6 = 1,266.00 \text{ kN}$$

- 교직방향

$$F_{BC} = 211.00 \times 6 = 1,266.00 \text{ kN}$$

(3) 소요성능 : 받침부 평가지진력 F_{BD}

- 교축방향

$$F_{BD} = [V]_{\text{comb,Top}} = 1,181.78 \text{ kN}$$

- 교직방향

$$F_{BD} = [V]_{\text{comb,Top}} = 946.22 \text{ kN}$$

(4) 받침본체 내진성능평가

- 교축방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{1,266.00}{1,181.78} = 1.071 > 1.0 \quad \text{OK}$$

- 교축직각방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{1,266.00}{946.22} = 1.338 > 1.0 \quad \text{OK}$$

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}	$=$	4195	mm

(2) 강재파괴

1) 보유성능 : 강재강도

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

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

2) 소요성능 : 받침 1기당 평가지진력

$$\begin{aligned} \text{교축방향:} \quad F_{ASDL} &= F_{BDL} / n^L = 1181.78 / 6 = 197 \text{ kN} \\ \text{교직방향:} \quad F_{ASDT} &= F_{BDT} / n^T = 946.22 / 6 = 158 \text{ kN} \end{aligned} \quad F_{ASD}$$

3) 평가

$$\begin{aligned} \text{교축방향} \quad \frac{V_{saL}}{F_{ASDL}} &= \frac{692}{197} = 3.512 > 1.0 \quad \text{OK} \\ \text{교직방향} \quad \frac{V_{saT}}{F_{ASDT}} &= \frac{692}{158} = 4.386 > 1.0 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

(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

$$C_{a1} = 1,005 \quad mm$$

$$C_{a1}' = 1,005 \quad mm$$

$$C_{a2} = 876 \quad mm$$

$$C_{a2}' = 876 \quad mm$$

$$\sum S_i = 12700 \quad mm$$

$$S_L = 500 \quad mm$$

$$1.5C_{a1} = 1,508 \quad mm$$

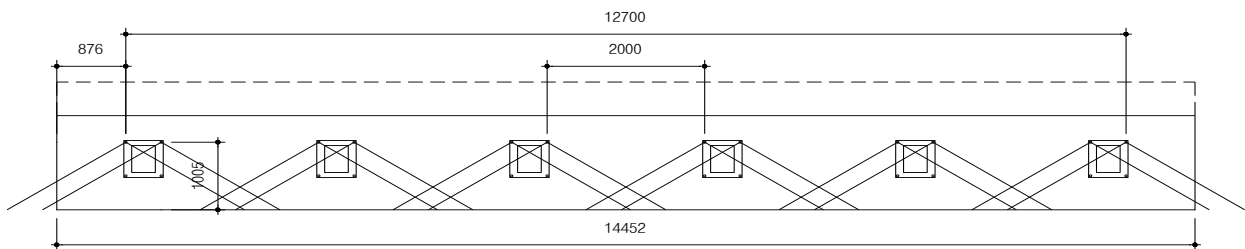
$$S_T = 450 \quad mm$$

$$S_{ax} = 2000 \quad mm$$

$$h_{cop} = 4,195 \quad mm$$

$$h_a = \min[h_{cop}, 1.5C_{a1}] = 1,508 \quad mm$$

$$\text{투영길이} = 14,452 \quad mm$$



'- 파괴선이 겹치므로 전체받침 앵커그룹으로 저항

$$A_{vc} = 21,786,390 \text{ mm}^2$$

$$A_{vco} = 4.5 C_{a1}^2 = 4.5 \times 1005^2 = 4,545,113 \text{ mm}^2$$

$$\text{check } A_{vc} < n A_{vco} = 21,786,390 < 12 \times 4,545,113 = 54,541,350 \text{ mm}^2$$

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

$$= 0.6 \times \frac{150^{0.2}}{40} \times \sqrt{40} \times \sqrt{24} \times 1005^{1.5}$$

$$= 771.51 \text{ kN}$$

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

$$= 3.7 \times \sqrt{24} \times 1,005^{1.5}$$

$$= 577.51 \text{ kN}$$

$$\Phi_{ed,v} = 0.874 \quad \Phi_{h,v} = 1.000$$

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

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

$$= \frac{21,786,390}{4,545,113} \times 0.874 \times 1.000 \times 1.000 \times 578 = 2,420 \text{ kN}$$

② 교직방향

$$C_{a1} = 1,326 \text{ mm}$$

$$C_{a1}' = 1,326 \text{ mm}$$

$$C_{a2} = 505 \text{ mm}$$

$$C_{a2}' = 505 \text{ mm}$$

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

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

$$1.5 C_{a1} = 1,989 \text{ mm}$$

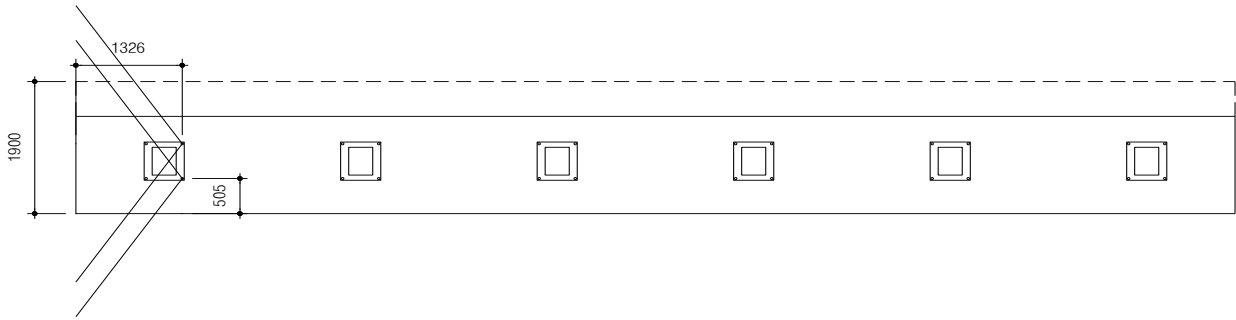
$$S_T = 450 \text{ mm}$$

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

$$h_{cop} = 4,195 \text{ mm}$$

$$h_a = \text{min}[h_{cop}, 1.5 C_{a1}] = 1,989 \text{ mm}$$

$$\text{투영길이} = 1,900 \text{ mm}$$



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

$$1\text{면} \quad C_{a1} = 1,326 \text{ mm} < 1.5C_{a1} = 1,989 \text{ mm}$$

$$2\text{면} \quad C_{a2}' = 505 \text{ mm} < 1.5C_{a1} = 1,989 \text{ mm}$$

$$3\text{면} \quad h_{\text{cop}} = 4,195 \text{ mm} > 1.5C_{a1} = 1,989 \text{ mm}$$

- 연단거리 재산정 불필요

$$A_{vc} = 3,779,100 \text{ mm}^2$$

$$A_{vco} = 4.5C_{a1}^2 = 4.5 \times 1,326^2 = 7,912,242 \text{ mm}^2$$

$$\text{check } A_{vc} < n A_{vco} = 3,779,100 < 2 \times 7,912,242 = 15,824,484 \text{ mm}^2$$

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

$$= 0.6 \frac{150^{0.2}}{40} \times \sqrt{40} \times \sqrt{24} \times 1,326^{1.5}$$

$$= 1,169.25 \text{ kN}$$

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

$$= 3.7 \times \sqrt{24} \times 1,326^{1.5}$$

$$= 875.23 \text{ kN}$$

$$\Phi_{ed,v} = 0.776 \quad \Phi_{h,v} = 1.000$$

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

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

$$= \frac{3,779,100}{7,912,242} \times 0.776 \times 1.000 \times 1.000 \times 875 = 324 \text{ kN}$$

2) 소요성능 : 앵커부 요구성능

$$\text{교축방향: } F_{AC,DL} = 197 \times 6 = 1,182 \text{ kN}$$

$$\text{교직방향: } F_{AC,DT} = 158 \times 1 = 158 \text{ kN}$$

3) 평가

$$\text{교축방향 } \frac{V_{cbgL}}{F_{AC,DL}} = \frac{2,420}{1,182} = 2.048 > 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\text{교직방향 } \frac{V_{cbgT}}{F_{AC,DT}} = \frac{324}{158} = 2.057 > 1.0 \quad \text{OK}$$

(4) 콘크리트 프라이 아웃 파괴

1) 보유성능 : 콘크리트 파괴강도 V_{cpg}

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

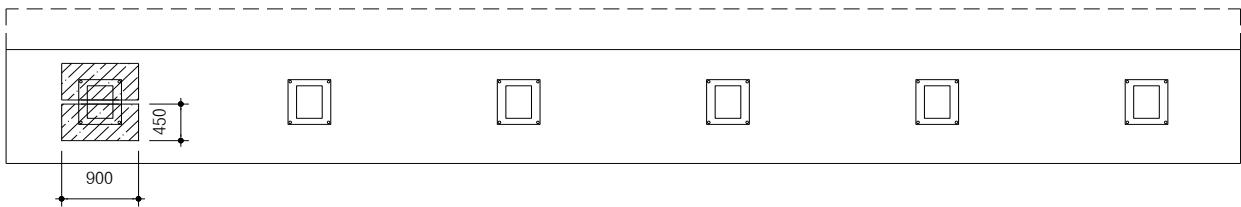
$$N_b = 3.9\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{5/3} \quad (280 < h_{ef} < 635) \quad N_b = 10\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5}$$

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

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

① 교축방향

C_{a1}	=	1,005	mm	S_L	=	500	mm
C_{a1}'	=	1,005	mm	S_T	=	450	mm
C_{a2}	=	876	mm	S_{ax}	=	2,000	mm
C_{a2}'	=	876	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



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

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

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

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

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

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

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

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

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

$$k_{cp} = 2$$

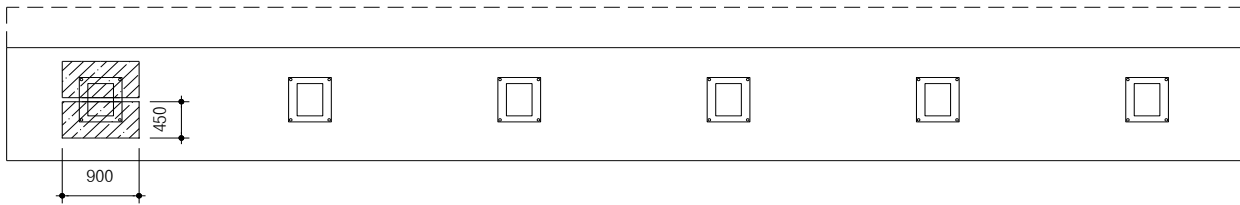
$$V_{cpg} = k_{cp} * N_{cbg} = 2 \times 450 = 900 \text{ kN}$$

- 받침 1기당 보유성능

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

② 교직방향

C_{a1}	=	1,326	mm	S_L	=	500	mm
C_{a1}'	=	1,326	mm	S_T	=	450	mm
C_{a2}	=	505	mm	S_{ax}	=	2,000	mm
C_{a2}'	=	505	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}	=	1,326	mm	>	$1.5h_{ef}$	=	225.0	mm
2면	C_{a2}	=	505	mm	>	$1.5h_{ef}$	=	225.0	mm
3면	C_{a2}'	=	505	mm	>	$1.5h_{ef}$	=	225.0	mm
4면	$S_T + S_{ax}$	=	2,450	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}

$$\text{교축방향: } F_{ASDL} = 197 \text{ kN}$$

$$\text{교직방향: } F_{ASDT} = 158 \text{ kN}$$

3) 평가

$$\text{교축방향} \quad \frac{V_{cpgL}}{F_{ASDL}} = \frac{900}{197} = 4.569 > 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\text{교직방향} \quad \frac{V_{cpgT}}{F_{ASDT}} = \frac{900}{158} = 5.707 > 1.0 \quad \text{OK}$$

(5) 받침부 평가 요약

구분		방향	보유성능	소요성능	평가	
받침부	본체	교축	1,266	1,182	1.071	OK
		교직	1,266	946	1.338	OK
	앵커볼트	교축	692	197	3.512	OK
		교직	692	158	4.386	OK
	콘크리트	교축	2,420	1,182	2.048	OK
		교직	324	158	2.057	OK
	프라이아웃	교축	900	197	4.569	OK
		교직	900	158	5.707	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

$$F_{BC} = 211.00 \times 8 = 1,688.00 \text{ kN}$$

- 교직방향

$$F_{BC} = 211.00 \times 8 = 1,688.00 \text{ kN}$$

(3) 소요성능 : 받침부 평가지진력 F_{BD}

- 교축방향

$$F_{BD} = [V]_{\text{comb,Top}} = 1,347.78 \text{ kN}$$

- 교직방향

$$F_{BD} = [V]_{\text{comb,Top}} = 1,199.39 \text{ kN}$$

(4) 받침본체 내진성능평가

- 교축방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{1,688.00}{1,347.78} = 1.252 > 1.0 \quad \text{OK}$$

- 교축직각방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{1,688.00}{1,199.39} = 1.407 > 1.0 \quad \text{OK}$$

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}	$=$	4975	mm

(2) 강재파괴

1) 보유성능 : 강재강도

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

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

$$F_{ASD} \quad F_{ASD}$$

교축방향:	F_{ASDL}	$=$	F_{BDL} / n^L	$=$	1347.78 / 8	$=$	168	kN
교직방향:	F_{ASDT}	$=$	F_{BDT} / n^T	$=$	1199.39 / 8	$=$	150	kN

3) 평가

교축방향	$\frac{V_{saL}}{F_{ASDL}}$	$=$	$\frac{692}{168}$	$=$	4.105	$>$	1.0	OK
교직방향	$\frac{V_{saT}}{F_{ASDT}}$	$=$	$\frac{692}{150}$	$=$	4.613	$>$	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

$$C_{a1} = 1,200 \quad mm$$

$$C_{a1}' = 1,200 \quad mm$$

$$C_{a2} = 820 \quad mm$$

$$C_{a2}' = 820 \quad mm$$

$$\sum S_i = 16200 \quad mm$$

$$S_L = 500 \quad mm$$

$$1.5C_{a1} = 1,800 \quad mm$$

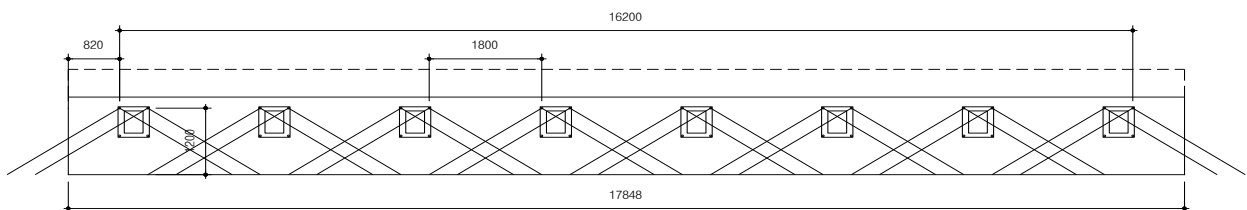
$$S_T = 450 \quad mm$$

$$S_{ax} = 1800 \quad mm$$

$$h_{cop} = 4,975 \quad mm$$

$$h_a = \min[h_{cop}, 1.5C_{a1}] = 1,800 \quad mm$$

$$\text{투영길이} = 17,848 \quad mm$$



'- 파괴선이 겹치므로 전체받침 앵커그룹으로 저항

$$A_{vc} = 32,126,400 \text{ mm}^2$$

$$A_{vco} = 4.5 C_{a1}^2 = 4.5 \times 1200^2 = 6,480,000 \text{ mm}^2$$

$$\text{check } A_{vc} < n A_{vco} = 32,126,400 < 16 \times 6,480,000 = 103,680,000 \text{ mm}^2$$

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

$$= 0.6 \frac{150^{0.2}}{40} \times \sqrt{40} \times \sqrt{24} \times 1200^{1.5}$$

$$= 1,006.62 \text{ kN}$$

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

$$= 3.7 \times \sqrt{24} \times 1,200^{1.5}$$

$$= 753.49 \text{ kN}$$

$$\Phi_{ed,v} = 0.837$$

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

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

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

$$= \frac{32,126,400}{6,480,000} \times 0.837 \times 1.000 \times 1.000 \times 753 = 3,125 \text{ kN}$$

② 교직방향

$$C_{a1} = 1,270 \text{ mm}$$

$$C_{a1}' = 1,270 \text{ mm}$$

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

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

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

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

$$1.5C_{a1} = 1,905 \text{ mm}$$

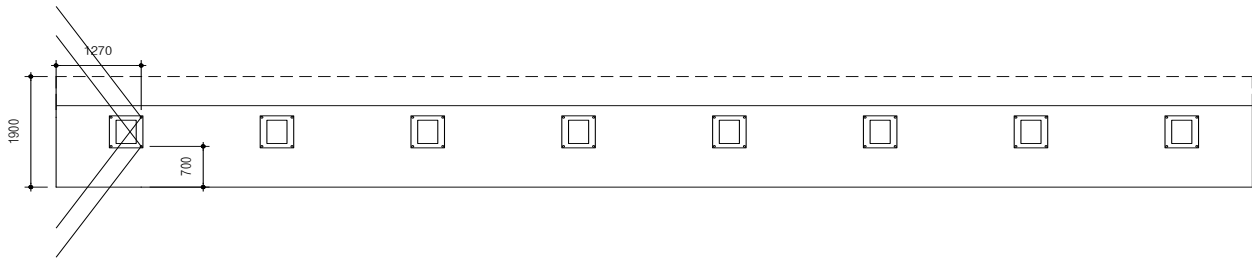
$$S_T = 450 \text{ mm}$$

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

$$h_{cop} = 4,975 \text{ mm}$$

$$h_a = \text{min}[h_{cop}, 1.5C_{a1}] = 1,905 \text{ mm}$$

$$\text{투영길이} = 1,900 \text{ mm}$$



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

$$1\text{면} \quad C_{a1} = 1,270 \text{ mm} < 1.5C_{a1} = 1,905 \text{ mm}$$

$$2\text{면} \quad C_{a2}' = 700 \text{ mm} < 1.5C_{a1} = 1,905 \text{ mm}$$

$$3\text{면} \quad h_{cop} = 4,975 \text{ mm} > 1.5C_{a1} = 1,905 \text{ mm}$$

- 연단거리 재산정 불필요

$$A_{vc} = 3,619,500 \text{ mm}^2$$

$$A_{vco} = 4.5C_{a1}^2 = 4.5 \times 1,270^2 = 7,258,050 \text{ mm}^2$$

$$\text{check } A_{vc} < n A_{vco} = 3,619,500 < 2 \times 7,258,050 = 14,516,100 \text{ mm}^2$$

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

$$= 0.6 \frac{150^{0.2}}{40} \times \sqrt{40} \times \sqrt{24} \times 1,270^{1.5}$$

$$= 1,095.97 \text{ kN}$$

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

$$= 3.7 \times \sqrt{24} \times 1,270^{1.5}$$

$$= 820.38 \text{ kN}$$

$$\Phi_{ed,v} = 0.810 \quad \Phi_{h,v} = 1.000$$

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

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

$$= \frac{3,619,500}{7,258,050} \times 0.810 \times 1.000 \times 1.000 \times 820 = 331 \text{ kN}$$

2) 소요성능 : 앵커부 요구성능

$$\text{교축방향: } F_{AC,DL} = 168 \times 8 = 1,348 \text{ kN}$$

$$\text{교직방향: } F_{AC,DT} = 150 \times 1 = 150 \text{ kN}$$

3) 평가

$$\text{교축방향 } \frac{V_{cbgL}}{F_{AC,DL}} = \frac{3,125}{1,348} = 2.319 > 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\text{교직방향 } \frac{V_{cbgT}}{F_{AC,DT}} = \frac{331}{150} = 2.211 > 1.0 \quad \text{OK}$$

(4) 콘크리트 프라이 아웃 파괴

1) 보유성능 : 콘크리트 파괴강도 V_{cpg}

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

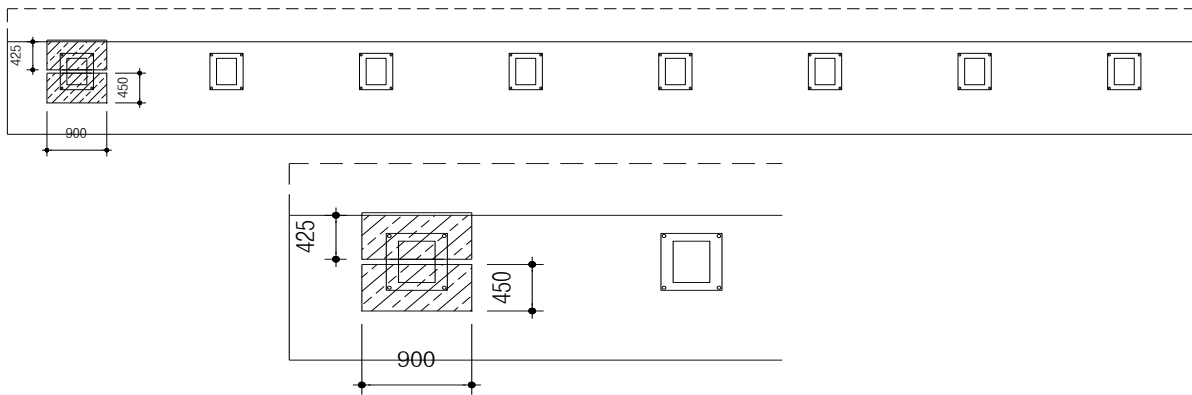
$$N_b = 3.9\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{5/3} \quad (280 < h_{ef} < 635) \quad N_b = 10\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5}$$

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

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

① 교축방향

C_{a1}	=	1,200	mm	S_L	=	500	mm
C_{a1}'	=	1,200	mm	S_T	=	450	mm
C_{a2}	=	820	mm	S_{ax}	=	1,800	mm
C_{a2}'	=	820	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



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

$$A_{nc} = 787,500 \text{ mm}^2 \quad (\text{투영면적 산정; 삽도참조})$$

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

$$\text{check } A_{nc} < n A_{nco} = 787,500 < 4 \times 202,500 = 810,000 \text{ mm}^2$$

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

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

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

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

$$= \frac{787,500}{202,500} \times 1.000 \times 1.250 \times 90.0 = 438 \text{ kN}$$

$$k_{cp} = 2$$

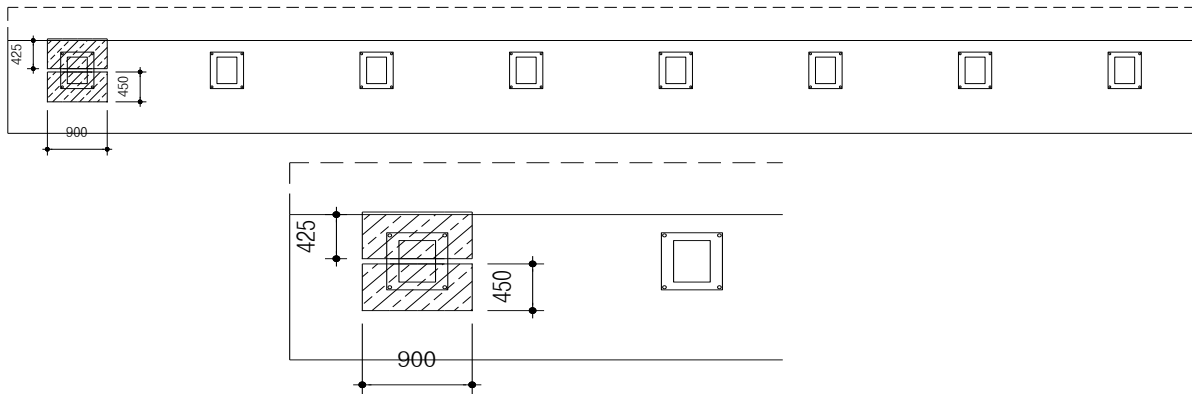
$$V_{cpg} = k_{cp} \cdot N_{cbg} = 2 \times 438 = 875 \text{ kN}$$

- 받침 1기당 보유성능

$$V_{cpg} / N (\text{받침개수}) = 875 / 1 = 875 \text{ kN}$$

② 교직방향

C_{a1}	=	1,270	mm	S_L	=	500	mm
C_{a1}'	=	1,270	mm	S_T	=	450	mm
C_{a2}	=	700	mm	S_{ax}	=	1,800	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



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

1면	C_{a1}	=	1,270	mm	>	$1.5h_{ef}$	=	225.0	mm
2면	C_{a2}	=	700	mm	>	$1.5h_{ef}$	=	225.0	mm
3면	C_{a2}'	=	700	mm	>	$1.5h_{ef}$	=	225.0	mm
4면	$S_T + S_{ax}$	=	2,250	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

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

$$A_{nc} = 787,500 \text{ mm}^2 \quad (\text{투영면적 산정; 압도참조})$$

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

$$\text{check } A_{nc} < n A_{nco} = 787,500 < 4 \times 202,500 = 810,000 \text{ mm}$$

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

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

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

$$= \frac{787,500}{202,500} \times 1.000 \times 1.250 \times 90.0 = 438 \text{ kN}$$

$$k_{cp} = 2$$

$$V_{cpg} = k_{cp} * N_{cbg} = 2 \times 438 = 875 \text{ kN}$$

- 받침 1기당 보유성능

$$V_{cpg} / N \text{ (받침개수)} = 875 / 1 = 875 \text{ kN}$$

2) 소요성능 : 받침 1기당 평가지진력

F_{ASD}

$$\text{교축방향: } F_{ASDL} = 168 \text{ kN}$$

$$\text{교직방향: } F_{ASDT} = 150 \text{ kN}$$

3) 평가

$$\text{교축방향} \quad \frac{V_{cpgL}}{F_{ASDL}} = \frac{875}{168} = 5.194 > 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\text{교직방향} \quad \frac{V_{cpgT}}{F_{ASDT}} = \frac{875}{150} = 5.836 > 1.0 \quad \text{OK}$$

(5) 받침부 평가 요약

구분		방향	보유성능	소요성능	평가	
받침부	본체	교축	1,688	1,348	1.252	OK
		교직	1,688	1,199	1.407	OK
	앵커볼트	교축	692	168	4.105	OK
		교직	692	150	4.613	OK
	콘크리트	교축	3,125	1,348	2.319	OK
		교직	331	150	2.211	OK
	프라이아웃	교축	875	168	5.194	OK
		교직	875	150	5.836	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

$$\begin{aligned} - M_E^L &= \text{Min} [M_n^L, M_{E,comb}^L] &= \text{Min} [18,729, 8,569] \\ &= 8,569 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - V_E^L &= \text{Min} [V_n^L, V_{E,comb}^L] &= \text{Min} [1,283, 823] \\ &= 823 \text{ kN} \end{aligned}$$

• 기초부 교직방향

$$\begin{aligned} - M_E^T &= \text{Min} [M_n^T, M_{E,comb}^T] &= \text{Min} [18,725, 6,232] \\ &= 6,232 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - V_E^T &= \text{Min} [V_n^T, V_{E,comb}^T] &= \text{Min} [2,948, 1,014] \\ &= 1,014 \text{ kN} \end{aligned}$$

1) 교축방향 지진력

• 교각하단의 작용력

$$\begin{aligned} - \text{연직력} &: N &= 6,283 &\times 5 &= 31,413 \text{ kN} \\ - \text{수평력} &: H &= 823 &\times 5 &= 4,117 \text{ kN} \\ - \text{모멘트} &: M &= 8,569 &\times 5 &= 42,847 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

2) 교축직각방향 지진력

• 교각하단의 작용력

$$\begin{aligned} - \text{연직력} &: N &= 6,283 &\times 5 &= 31,413 \text{ kN} \\ - \text{수평력} &: H &= 1,014 &\times 5 &= 5,069 \text{ kN} \\ - \text{모멘트} &: M &= 6,232 &\times 5 &= 31,161 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

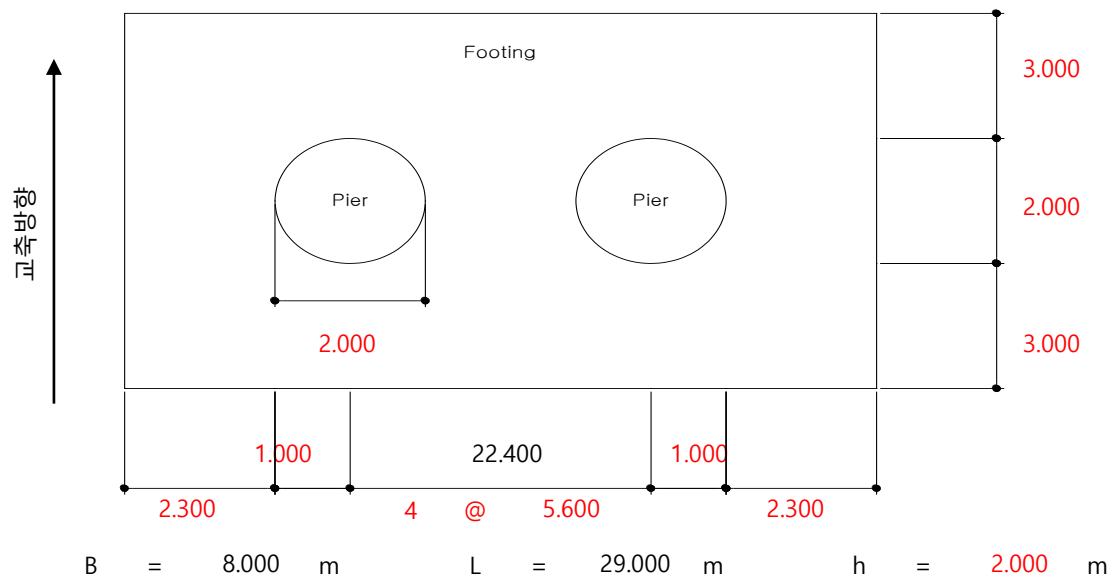
3) 기초 하단 지진력

구 분	연직력 N(kN)	수평력 H(kN)	모멘트 M(kN·m)	비 고
교 축 방 향	31,413	4,117	42,847	
교축직각방향	31,413	5,069	31,161	

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
$\beta \cdot \lambda$	0.376	< 1.000	강제취급
β	$= \sqrt[4]{((3 \times k) / (E \times h^3))}$	= 0.163	m^{-1}
k	$= K_V = K_{V0} \times (B_V / 0.3)^{-3/4}$	= 49070	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	$= \text{Max}[l, b]$	= 2.300	m

2) 안정성 검토

(a) 전도에 대한 안정성 검토

① 전도에 대한 안정성 검토

구 분	계 산 과 정		결 과
교축	$e_L = M_L / V =$	0.871 ≤ 3.200	O.K
교축직각	$e_T = M_T / V =$	0.704 ≤ 11.600	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,

$$B_f' = B_f - 2 \times e_L = 6.257 \text{ m}$$

- 하중의 편심을 고려한 기초의 유효재하길이,

$$L_f' = L_f - 2 \times e_T = 27.591 \text{ m}$$

- 기초의 근입깊이,

$$D_f = 5.800 \text{ m}$$

- 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	$q_u = \alpha \times c \times N_c + \beta \times \gamma_2 \times B_f' \times N_r + \gamma_1 \times D_f \times N_q$	7.781 MPa
교축직각	$q_u = \alpha \times c \times N_c + \beta \times \gamma_2 \times B_f' \times N_r + \gamma_1 \times D_f \times N_q$	7.781 MPa

$$\text{형상계수, } \alpha = 1.083 \quad \beta = 0.472$$

$$N_c = 57.8 \quad N_q = 41.4 \quad N_r = 47.3$$

③ Meyerhof 제안식에 의한 지반의 극한지지력(q_u) 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
교축	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot B_f' \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot i_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q$	7.836 MPa
교축직각	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot B_f' \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot i_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q$	7.836 MPa

$$\text{여기서, } K_p = \tan^2(45 + \Phi/2) = 3.690$$

$$\text{교축방향 형상계수, } s_c = 1 + 0.2 \times K_p \times B_f' / L_f' = 1.167$$

$$s_r = s_q = 1 + 0.1 \times K_p \times B_f' / L_f' = 1.084$$

$$\text{교축직각방향 형상계수, } s_c = 1 + 0.2 \times K_p \times B_f' / L_f' = 1.167$$

$$s_r = s_q = 1 + 0.1 \times K_p \times B_f' / L_f' = 1.084$$

$$\text{교축방향 깊이계수, } d_c = 1 + 0.2 \times D_f' / B \times \sqrt{K_p} = 1.279$$

$$d_r = d_q = 1 + 0.1 \times D_f' / B \times \sqrt{K_p} = 1.139$$

$$\text{교축직각방향 깊이계수, } d_c = 1 + 0.2 \times D_f' / B \times \sqrt{K_p} = 1.279$$

$$d_r = d_q = 1 + 0.1 \times D_f' / B \times \sqrt{K_p} = 1.139$$

$$\text{경사계수, } i_c = i_q = (1 - \beta/90)^2 = 1.000$$

$$i_r = (1 - \beta/\Phi)^2 = 1.000$$

$$N_c = 46.1 \quad N_q = 33.3 \quad N_r = 37.2$$

④ Hansen 제안식에 의한 지반의 극한지지력(qu) 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot g_c \cdot b_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot B_f \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot g_r \cdot b_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot g_q \cdot b_q$	7.136 MPa
교 축 직 각	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot g_c \cdot b_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot B_f \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot g_r \cdot b_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot g_q \cdot b_q$	7.136 MPa

여기서는 경사계수 미고려

N_c	=	46.1	N_q	=	33.3	N_r	=	37.2
교 축 방 향 형 상 계 수,								
			$s_c = 1 + B_f / L_f \times N_q / N_c$				=	1.164
			$s_r = 1 - 0.4 \times B_f / L_f \geq 0.6$				=	0.909
			$s_q = 1 + B_f / L_f \times \tan \Phi$				=	1.159
교 축 직 각 방 향 형 상 계 수,								
			$s_c = 1 + B_f / L_f \times N_q / N_c$				=	1.164
			$s_r = 1 - 0.4 \times B_f / L_f \geq 0.6$				=	0.909
			$s_q = 1 + B_f / L_f \times \tan \Phi$				=	1.159
교 축 방 향 깊 이 계 수, (Df ≤ Bf')								
d_c	=	$1 + 0.4 \times D_f / B$					=	1.290
d_r	=	$1 + 2 \times \tan \Phi \times (1 - \sin \Phi)^2 \times D_f / B$					=	1.185
d_q	=	1					=	1.000
교 축 직 각 방 향 깊 이 계 수, (Df ≤ Bf')								
d_c	=	$1 + 0.4 \times D_f / B$					=	1.290
d_r	=	$1 + 2 \times \tan \Phi \times (1 - \sin \Phi)^2 \times D_f / B$					=	1.185
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	7.781 MPa	7.836 MPa	7.136 MPa	7.584 MPa
교 축 직 각	7.781 MPa	7.836 MPa	7.136 MPa	7.584 MPa

⑥ 지반반력 산정

구 분	구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	작용폭	$x_L = 3 \times (B/2 - e_L) = 9.386 > 8.000$	사다리꼴 분포
	지반반력	$q_{\max, \min} = (V/L/B) \pm (6 \times ML/L/B^2)$	$q_{\max} = 0.418 \text{ MPa}$
			$q_{\min} = 0.088 \text{ MPa}$
교 축 직 각	작용폭	$x_T = 3 \times (L/2 - e_T) = 41.387 > 29.000$	사다리꼴 분포
	지반반력	$q_{\max, \min} = (V/B/L) \pm (6 \times MT/B/L^2)$	$q_{\max} = 0.290 \text{ MPa}$
			$q_{\min} = 0.216 \text{ MPa}$

⑦ 지지력에 대한 안정성 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	$q_u / q_a = 18.151 \geq 2.000$	O.K
교 축 직 각	$q_u / q_a = 26.194 \geq 2.000$	O.K

(c) 활동에 대한 안정성 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	$H_c / H_L = 8.544 \geq 1.200$	O.K
교 축 직 각	$H_c / H_T = 6.940 \geq 1.200$	O.K

여기서,

전단저항력, $H_c = c_B \times A' + V \times \tan \Phi_B$

기초저면과 지반의 부착력,

$$c_B = 0$$

기초저면과 지반과의 마찰계수,

$$\tan \Phi_B = 0.6$$

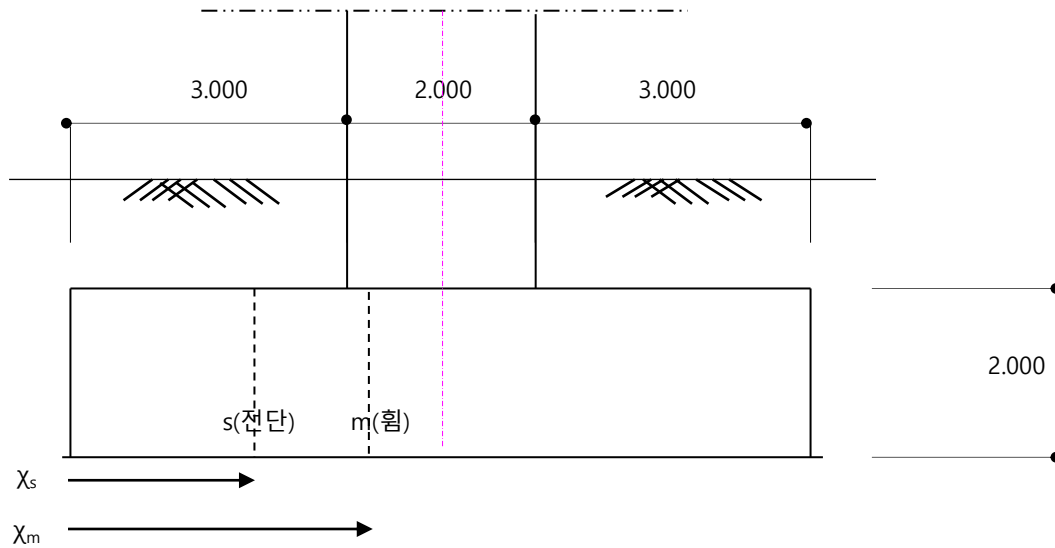
3) 단면 검토

(a) 교축방향

① 위험단면 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\chi_m = 3.000 + (2.000 - 1.772)/2$	3.114 m
전단	$\chi_s = 3.114 - 1.900/2$	2.164 m

② 교축방향 위험단면



③ 위험단면에서의 반력크기

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$q_m = ((q_{max} - q_{min}) \times (\chi_L - \chi_m) / \chi_L) + q_{min}$	0.308 MPa
전단	$q_s = ((q_{max} - q_{min}) \times (\chi_L - \chi_s) / \chi_L) + q_{min}$	0.342 MPa

④ 단면력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
기초자중에 의한 단면력	$M_{기초} = h \times \chi_m \times L \times \gamma_c \times l$	7029 kN·m
	$V_{기초} = h \times \chi_s \times L \times \gamma_c$	3137 kN
상재하중에 의한 단면력	$M_{상재} = h' \times \chi_m \times L \times \gamma_t \times l$	10150 kN·m
	$V_{상재} = h' \times \chi_s \times L \times \gamma_t$	4531 kN
지반반력에 의한 단면력	$M_{지반} = [q_m \times \chi_m^2 / 2 + (q_{max} - q_m) / 2 \times 2 \times \chi_m^2 / 3] \times L$	53609 kN·m
	$V_{지반} = (q_s \times \chi_s + (q_{max} - q_s) / 2 \times \chi_s) \times L$	23831 kN
기초의 단면력	$M_u = M_{지반} - M_{기초} - M_{상재}$	36430 kN·m
	$V_u = V_{지반} - V_{기초} - V_{상재}$	16163 kN

⑤ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
힘	$\Phi M_n = 102853 \geq 36430$	O.K
전단	$\Phi V_n = 44989 \geq 16163$	O.K

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

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

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

$$b = 29000 \text{ mm} \quad d = 1900 \text{ mm}$$

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

$$\text{- 힘 검토} \quad 1\text{단 : } D \quad 29 \quad - \quad 288 \quad \text{ea}$$

$$A_s = 185011 \text{ mm}^2$$

$$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 93.8 \text{ mm}$$

$$\text{- 전단 검토}$$

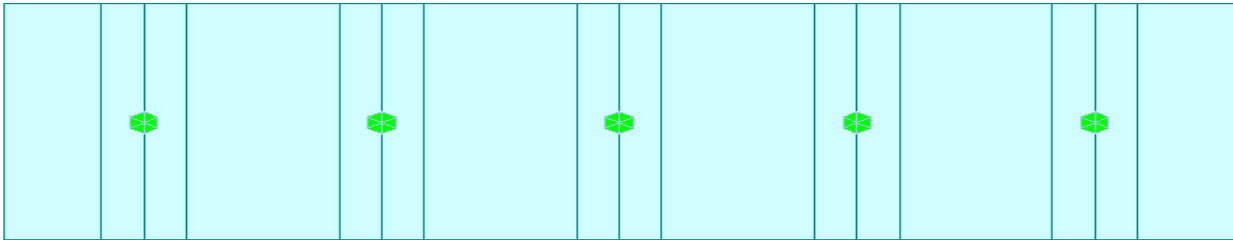
$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 44989 \text{ kN}$$

(b) 교축직각방향

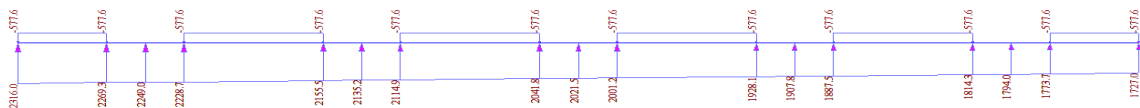
① 작용 지반반력

구 분	계 산 과 정		결 과
Qmax	$q_{\max,\min} = (V/B/L) \pm (6 \times MT/B/L^2)$	사다리꼴 분포	2316 kN/m
Qmin			1727 kN/m

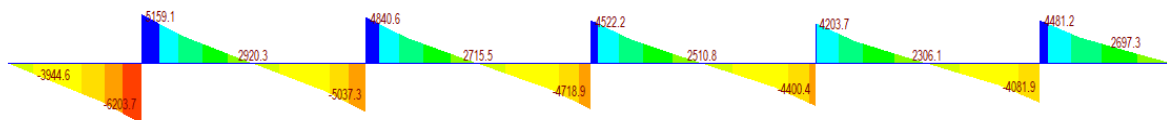
② 구조해석 모델링



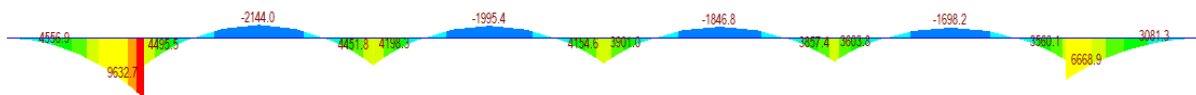
③ 하중재하도



④ 전단력도 (S.F.D)



⑤ 휨모멘트도 (B.M.D)



⑥ 최대 발생 단면력 집계

구 분	결 과		비 고
최대 발생 휨모멘트	Mu	= 9632	kN-m
최대 발생 전단력	Vu	= 6203	kN

⑦ 단면 검토

구 분	계 산 과 정				결 과	
휨	ΦM_n	=	27869	$\geq$	9632	O.K
전단	ΦV_n	=	12411	$\geq$	6203	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 29 - 78 ea

$$A_s = 50107 \text{ mm}^2$$

$$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 92.1 \text{ mm}$$

- 전단 검토

$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 12411 \text{ kN}$$

4) 결과 요약

구 분			보유성능	소요성능	S.F	판정
안정성 검토	전도	교축	3.200	0.871	3.673	O.K
		교축직각	11.600	0.704	16.468	O.K
	지지력	교축	18.151	2.000	9.075	O.K
		교축직각	26.194	2.000	13.097	O.K
	활동	교축	8.544	1.200	7.120	O.K
		교축직각	6.940	1.200	5.784	O.K
단면 검토	힘	교축	102853	36430	2.823	O.K
		교축직각	27869	9632	2.893	O.K
	전단	교축	44989	16163	2.783	O.K
		교축직각	12411	6203	2.001	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

$$\begin{aligned} - M_E^L &= \text{Min} [M_n^L, M_{E,comb}^L] &= \text{Min} [20,209, 8,893] \\ &= 8,893 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - V_E^L &= \text{Min} [V_n^L, V_{E,comb}^L] &= \text{Min} [1,337, 668] \\ &= 668 \text{ kN} \end{aligned}$$

• 기초부 교직방향

$$\begin{aligned} - M_E^T &= \text{Min} [M_n^T, M_{E,comb}^T] &= \text{Min} [20,206, 6,176] \\ &= 6,176 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - V_E^T &= \text{Min} [V_n^T, V_{E,comb}^T] &= \text{Min} [3,057, 967] \\ &= 967 \text{ kN} \end{aligned}$$

1) 교축방향 지진력

• 교각하단의 작용력

$$\begin{aligned} - \text{연직력} &: N = 5,891 \times 3 = 17,674 \text{ kN} \\ - \text{수평력} &: H = 668 \times 3 = 2,005 \text{ kN} \\ - \text{모멘트} &: M = 8,893 \times 3 = 26,678 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

2) 교축직각방향 지진력

• 교각하단의 작용력

$$\begin{aligned} - \text{연직력} &: N = 5,891 \times 3 = 17,674 \text{ kN} \\ - \text{수평력} &: H = 967 \times 3 = 2,901 \text{ kN} \\ - \text{모멘트} &: M = 6,176 \times 3 = 18,529 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

3) 기초 하단 지진력

구 분	연직력 N(kN)	수평력 H(kN)	모멘트 M(kN·m)	비 고
교 축 방 향	17,674	2,005	26,678	
교축직각방향	17,674	2,901	18,529	

으로부터 바닥판 폭 $\times 0.4$ 이내에 있어야 한다. ($e < B \times 0.4$)

(b) 지지력에 대한 안정성 검토

① 극한지지력 산정에 필요한 공통사항

- 하중의 편심을 고려한 기초의 유효재하폭,

$$B_f' = B_f - 2 \times e_L = 5.997 \text{ m}$$

- 하중의 편심을 고려한 기초의 유효재하길이,

$$L_f' = L_f - 2 \times e_T = 16.255 \text{ m}$$

- 기초의 근입깊이,

$$D_f = 4.300 \text{ m}$$

- 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	$q_u = \alpha \times c \times N_c + \beta \times \gamma_2 \times B_f' \times N_r + \gamma_1 \times D_f \times N_q$	6.354 MPa
교축직각	$q_u = \alpha \times c \times N_c + \beta \times \gamma_2 \times B_f' \times N_r + \gamma_1 \times D_f \times N_q$	6.354 MPa

$$\text{형상계수, } \alpha = 1.135 \quad \beta = 0.455$$

$$N_c = 57.8 \quad N_q = 41.4 \quad N_r = 47.3$$

③ Meyerhof 제안식에 의한 지반의 극한지지력(q_u) 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
교축	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot B_f' \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot i_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q$	6.626 MPa
교축직각	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot B_f' \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot i_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q$	6.626 MPa

$$\text{여기서, } K_p = \tan^2(45 + \Phi/2) = 3.690$$

$$\text{교축방향 형상계수, } s_c = 1 + 0.2 \times K_p \times B_f' / L_f' = 1.272$$

$$s_r = s_q = 1 + 0.1 \times K_p \times B_f' / L_f' = 1.136$$

$$\text{교축직각방향 형상계수, } s_c = 1 + 0.2 \times K_p \times B_f' / L_f' = 1.272$$

$$s_r = s_q = 1 + 0.1 \times K_p \times B_f' / L_f' = 1.136$$

$$\text{교축방향 깊이계수, } d_c = 1 + 0.2 \times D_f' / B \times \sqrt{K_p} = 1.207$$

$$d_r = d_q = 1 + 0.1 \times D_f' / B \times \sqrt{K_p} = 1.103$$

$$\text{교축직각방향 깊이계수, } d_c = 1 + 0.2 \times D_f' / B \times \sqrt{K_p} = 1.207$$

$$d_r = d_q = 1 + 0.1 \times D_f' / B \times \sqrt{K_p} = 1.103$$

$$\text{경사계수, } i_c = i_q = (1 - \beta/90)^2 = 1.000$$

$$i_r = (1 - \beta/\Phi)^2 = 1.000$$

$$N_c = 46.1 \quad N_q = 33.3 \quad N_r = 37.2$$

④ Hansen 제안식에 의한 지반의 극한지지력(qu) 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot g_c \cdot b_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot B_f' \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot g_r \cdot b_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot g_q \cdot b_q$	5.910 MPa
교 축 직 각	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot g_c \cdot b_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot B_f' \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot g_r \cdot b_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot g_q \cdot b_q$	5.910 MPa

여기서는 경사계수 미고려

N_c	=	46.1	N_q	=	33.3	N_r	=	37.2
교 축 방 향 형 상 계 수,			$s_c = 1 + B_f' / L_f' \times N_q / N_c$	=				1.266
			$s_r = 1 - 0.4 \times B_f' / L_f' \geq 0.6$	=				0.852
			$s_q = 1 + B_f' / L_f' \times \tan \Phi$	=				1.258
교 축 직 각 방 향 형 상 계 수,			$s_c = 1 + B_f' / L_f' \times N_q / N_c$	=				1.266
			$s_r = 1 - 0.4 \times B_f' / L_f' \geq 0.6$	=				0.852
			$s_q = 1 + B_f' / L_f' \times \tan \Phi$	=				1.258
교 축 방 향 깊 이 계 수,			(Df ≤ Bf')					
d_c	=	$1 + 0.4 \times D_f / B$						1.215
d_r	=	$1 + 2 \times \tan \Phi \times (1 - \sin \Phi)^2 \times D_f / B$						1.137
d_q	=	1						1.000
교 축 직 각 방 향 깊 이 계 수,			(Df ≤ Bf')					
d_c	=	$1 + 0.4 \times D_f / B$						1.215
d_r	=	$1 + 2 \times \tan \Phi \times (1 - \sin \Phi)^2 \times D_f / B$						1.137
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	6.354 MPa	6.626 MPa	5.910 MPa	6.296 MPa
교 축 직 각	6.354 MPa	6.626 MPa	5.910 MPa	6.296 MPa

⑥ 지반반력 산정

구 분	구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	작용폭	$x_L = 3 \times (B/2 - e_L) = 8.995 > 8.000$	사다리꼴 분포
	지반반력	$q_{\max, \min} = (V/L/B) \pm (6 \times ML/L/B^2)$	$q_{\max} = 0.376 \text{ MPa}$
			$q_{\min} = 0.053 \text{ MPa}$
교 축 직 각	작용폭	$x_T = 3 \times (L/2 - e_T) = 24.382 > 17.843$	사다리꼴 분포
	지반반력	$q_{\max, \min} = (V/B/L) \pm (6 \times MT/B/L^2)$	$q_{\max} = 0.272 \text{ MPa}$
			$q_{\min} = 0.157 \text{ MPa}$

⑦ 지지력에 대한 안정성 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	$q_u / q_a = 16.751 \geq 2.000$	O.K
교 축 직 각	$q_u / q_a = 23.152 \geq 2.000$	O.K

(c) 활동에 대한 안정성 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	$H_c / H_L = 9.168 \geq 1.200$	O.K
교 축 직 각	$H_c / H_T = 6.337 \geq 1.200$	O.K

여기서,

전단저항력, $H_c = c_B \times A' + V \times \tan \Phi_B$

기초저면과 지반의 부착력,

$$c_B = 0$$

기초저면과 지반과의 마찰계수,

$$\tan \Phi_B = 0.6$$

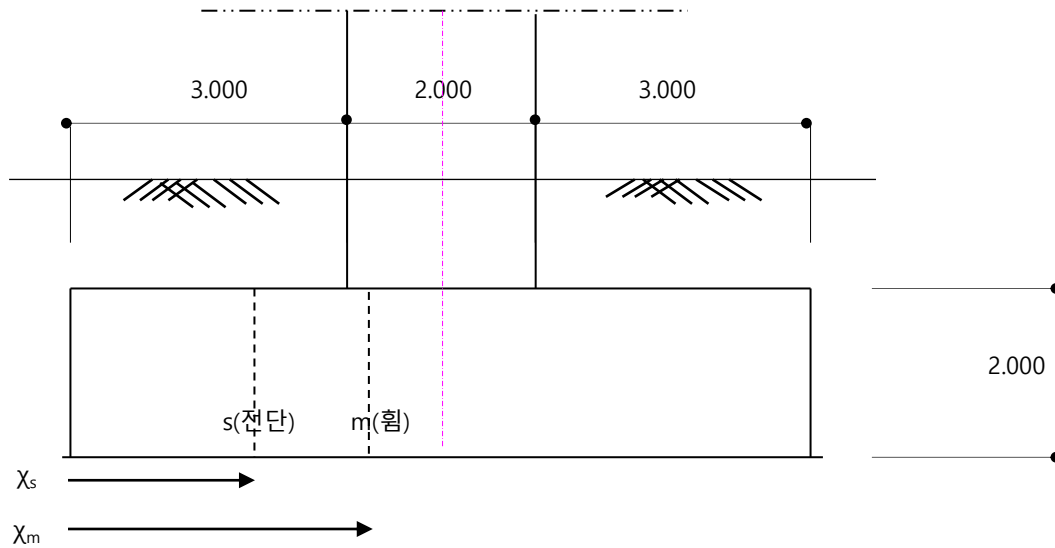
3) 단면 검토

(a) 교축방향

① 위험단면 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\chi_m = 3.000 + (2.000 - 1.772)/2$	3.114 m
전단	$\chi_s = 3.114 - 1.900/2$	2.164 m

② 교축방향 위험단면



③ 위험단면에서의 반력크기

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$q_m = ((q_{max} - q_{min}) \times (\chi_L - \chi_m) / \chi_L) + q_{min}$	0.264 MPa
전단	$q_s = ((q_{max} - q_{min}) \times (\chi_L - \chi_s) / \chi_L) + q_{min}$	0.298 MPa

④ 단면력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
기초자중에 의한 단면력	$M_{기초} = h \times \chi_m \times L \times \gamma_c \times l$	4325 kN·m
	$V_{기초} = h \times \chi_s \times L \times \gamma_c$	1930 kN
상재하중에 의한 단면력	$M_{상재} = h' \times \chi_m \times L \times \gamma_t \times l$	3780 kN·m
	$V_{상재} = h' \times \chi_s \times L \times \gamma_t$	1687 kN
지반반력에 의한 단면력	$M_{지반} = [q_m \times \chi_m^2 / 2 + (q_{max} - q_m) / 2 \times 2 \times \chi_m^2 / 3] \times L$	29294 kN·m
	$V_{지반} = (q_s \times \chi_s + (q_{max} - q_s) / 2 \times \chi_s) \times L$	13014 kN
기초의 단면력	$M_u = M_{지반} - M_{기초} - M_{상재}$	21189 kN·m
	$V_u = V_{지반} - V_{기초} - V_{상재}$	9397 kN

⑤ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
힘	$\Phi M_n = 37832 \geq 21189$	O.K
전단	$\Phi V_n = 27681 \geq 9397$	O.K

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

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

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

$$b = 17843 \text{ mm} \quad d = 1900 \text{ mm}$$

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

$$\text{- 힘 검토} \quad 1\text{단 : } D \quad 22 \quad - \quad 174 \quad \text{ea}$$

$$A_s = 67355 \text{ mm}^2$$

$$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 55.5 \text{ mm}$$

$$\text{- 전단 검토}$$

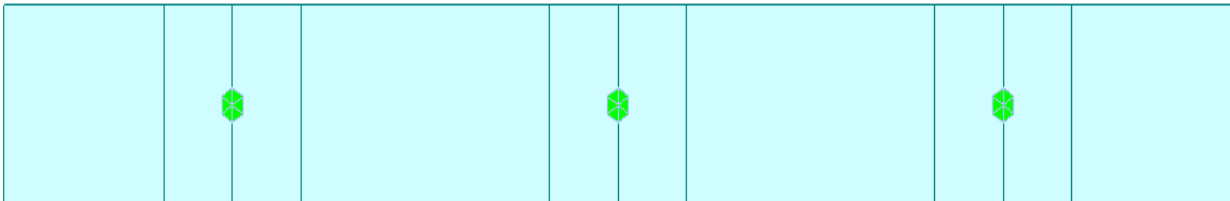
$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 27681 \text{ kN}$$

(b) 교축직각방향

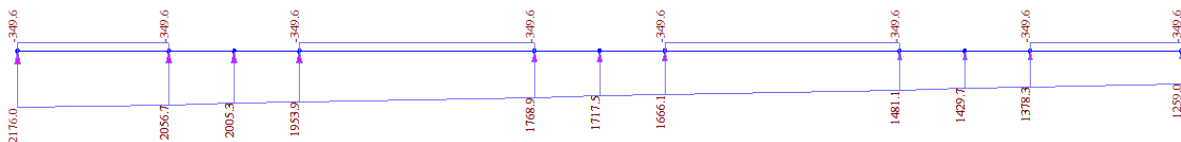
① 작용 지반반력

구 분	계 산 과 정		결 과
Qmax	$q_{\max,\min} = (V/B/L) \pm (6 \times MT/B/L^2)$	사다리꼴 분포	2176 kN/m
Qmin			1259 kN/m

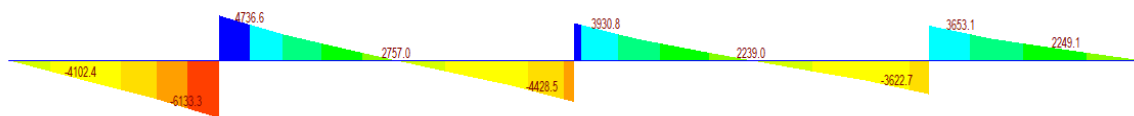
② 구조해석 모델링



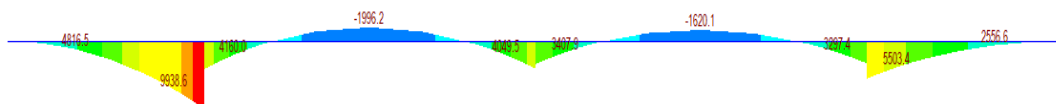
③ 하중재하도



④ 전단력도 (S.F.D)



⑤ 휨모멘트도 (B.M.D)



⑥ 최대 발생 단면력 집계

구 분	결 과		비 고
최대 발생 휨모멘트	Mu	= 9938	kN·m
최대 발생 전단력	Vu	= 6133	kN

⑦ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
힘	$\Phi M_n = 16959 \geq 9938$	O.K
전단	$\Phi V_n = 12411 \geq 6133$	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 22 - 78 ea

$$A_s = 30194 \text{ mm}^2$$

$$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 55.5 \text{ mm}$$

- 전단 검토

$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 12411 \text{ kN}$$

4) 결과 요약

구 분			보유성능	소요성능	S.F	판정
안정성 검토	전도	교축	3.200	1.002	3.195	O.K
		교축직각	7.137	0.794	8.987	O.K
	지지력	교축	16.751	2.000	8.376	O.K
		교축직각	23.152	2.000	11.576	O.K
	활동	교축	9.168	1.200	7.640	O.K
		교축직각	6.337	1.200	5.281	O.K
단면 검토	힘	교축	37832	21189	1.785	O.K
		교축직각	16959	9938	1.706	O.K
	전단	교축	27681	9397	2.946	O.K
		교축직각	12411	6133	2.024	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

$$\begin{aligned} - M_E^L &= \text{Min} [M_n^L, M_{E,comb}^L] &= \text{Min} [20,501, 8,172] \\ &= 8,172 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - V_E^L &= \text{Min} [V_n^L, V_{E,comb}^L] &= \text{Min} [1,444, 807] \\ &= 807 \text{ kN} \end{aligned}$$

• 기초부 교직방향

$$\begin{aligned} - M_E^T &= \text{Min} [M_n^T, M_{E,comb}^T] &= \text{Min} [20,497, 6,274] \\ &= 6,274 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - V_E^T &= \text{Min} [V_n^T, V_{E,comb}^T] &= \text{Min} [3,334, 1,047] \\ &= 1,047 \text{ kN} \end{aligned}$$

1) 교축방향 지진력

• 교각하단의 작용력

$$\begin{aligned} - \text{연직력} &: N = 6,484 \times 3 = 19,451 \text{ kN} \\ - \text{수평력} &: H = 807 \times 3 = 2,422 \text{ kN} \\ - \text{모멘트} &: M = 8,172 \times 3 = 24,515 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

2) 교축직각방향 지진력

• 교각하단의 작용력

$$\begin{aligned} - \text{연직력} &: N = 6,484 \times 3 = 19,451 \text{ kN} \\ - \text{수평력} &: H = 1,047 \times 3 = 3,140 \text{ kN} \\ - \text{모멘트} &: M = 6,274 \times 3 = 18,821 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

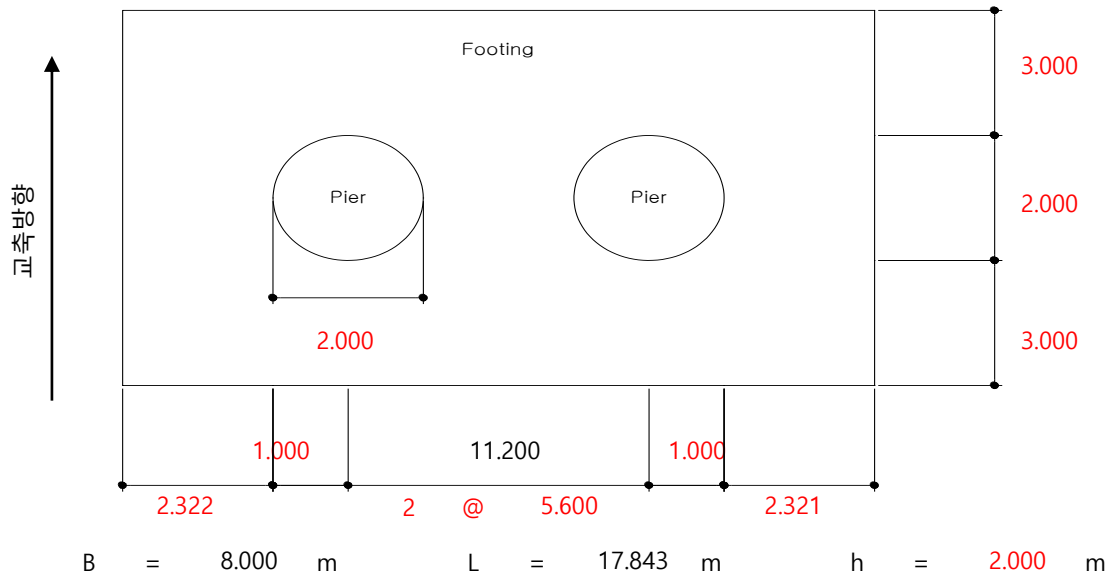
3) 기초 하단 지진력

구 분	연직력 N(kN)	수평력 H(kN)	모멘트 M(kN·m)	비 고
교 축 방 향	19,451	2,422	24,515	
교축직각방향	19,451	3,140	18,821	

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
$\beta\lambda$	0.397 < 1.000	강제취급
β	$= \sqrt[4]{((3 \times k)/(E \times h^3))}$	= 0.171 m^{-1}
k	$= K_V = K_{V0} \times (B_V / 0.3)^{-3/4}$	= 58873 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	$= \text{Max}[l, b]$	= 2.322 m

2) 안정성 검토

(a) 전도에 대한 안정성 검토

① 전도에 대한 안정성 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
교축	$e_L = M_L / V = 0.892 \leq 3.200$	O.K
교축직각	$e_T = M_T / V = 0.763 \leq 7.137$	O.K

※ 지진시 직접기초에 작용하는 하중의 합력이 작용하는 위치는 바닥판 중심

으로부터 바닥판 폭 $\times 0.4$ 이내에 있어야 한다. ($e < B \times 0.4$)

(b) 지지력에 대한 안정성 검토

① 극한지지력 산정에 필요한 공통사항

- 하중의 편심을 고려한 기초의 유효재하폭,

$$B_f' = B_f - 2 \times e_L = 6.216 \text{ m}$$

- 하중의 편심을 고려한 기초의 유효재하길이,

$$L_f' = L_f - 2 \times e_T = 16.318 \text{ m}$$

- 기초의 근입깊이,

$$D_f = 4.500 \text{ m}$$

- 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	$q_u = \alpha \times c \times N_c + \beta \times \gamma_2 \times B_f' \times N_r + \gamma_1 \times D_f \times N_q$	6.620 MPa
교축직각	$q_u = \alpha \times c \times N_c + \beta \times \gamma_2 \times B_f' \times N_r + \gamma_1 \times D_f \times N_q$	6.620 MPa

$$\text{형상계수, } \alpha = 1.135 \quad \beta = 0.455$$

$$N_c = 57.8 \quad N_q = 41.4 \quad N_r = 47.3$$

③ Meyerhof 제안식에 의한 지반의 극한지지력(q_u) 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
교축	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot B_f' \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot i_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q$	6.959 MPa
교축직각	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot B_f' \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot i_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q$	6.959 MPa

$$\text{여기서, } K_p = \tan^2(45 + \Phi/2) = 3.690$$

$$\text{교축방향 형상계수, } s_c = 1 + 0.2 \times K_p \times B_f' / L_f' = 1.281$$

$$s_r = s_q = 1 + 0.1 \times K_p \times B_f' / L_f' = 1.141$$

$$\text{교축직각방향 형상계수, } s_c = 1 + 0.2 \times K_p \times B_f' / L_f' = 1.281$$

$$s_r = s_q = 1 + 0.1 \times K_p \times B_f' / L_f' = 1.141$$

$$\text{교축방향 깊이계수, } d_c = 1 + 0.2 \times D_f' / B \times \sqrt{K_p} = 1.216$$

$$d_r = d_q = 1 + 0.1 \times D_f' / B \times \sqrt{K_p} = 1.108$$

$$\text{교축직각방향 깊이계수, } d_c = 1 + 0.2 \times D_f' / B \times \sqrt{K_p} = 1.216$$

$$d_r = d_q = 1 + 0.1 \times D_f' / B \times \sqrt{K_p} = 1.108$$

$$\text{경사계수, } i_c = i_q = (1 - \beta/90)^2 = 1.000$$

$$i_r = (1 - \beta/\Phi)^2 = 1.000$$

$$N_c = 46.1 \quad N_q = 33.3 \quad N_r = 37.2$$

④ Hansen 제안식에 의한 지반의 극한지지력(qu) 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot g_c \cdot b_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot B_f' \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot g_r \cdot b_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot g_q \cdot b_q$	6.184 MPa
교 축 직 각	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot g_c \cdot b_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot B_f' \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot g_r \cdot b_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot g_q \cdot b_q$	6.184 MPa

여기서는 경사계수 미고려

N_c	=	46.1	N_q	=	33.3	N_r	=	37.2
교 축 방 향 형 상 계 수,								
			$s_c = 1 + B_f' / L_f' \times N_q / N_c$				=	1.275
			$s_r = 1 - 0.4 \times B_f' / L_f' \geq 0.6$				=	0.848
			$s_q = 1 + B_f' / L_f' \times \tan \Phi$				=	1.267
교 축 직 각 방 향 형 상 계 수,								
			$s_c = 1 + B_f' / L_f' \times N_q / N_c$				=	1.275
			$s_r = 1 - 0.4 \times B_f' / L_f' \geq 0.6$				=	0.848
			$s_q = 1 + B_f' / L_f' \times \tan \Phi$				=	1.267
교 축 방 향 깊 이 계 수, (Df ≤ Bf')								
d_c	=	$1 + 0.4 \times D_f / B$					=	1.225
d_r	=	$1 + 2 \times \tan \Phi \times (1 - \sin \Phi)^2 \times D_f / B$					=	1.143
d_q	=	1					=	1.000
교 축 직 각 방 향 깊 이 계 수, (Df ≤ Bf')								
d_c	=	$1 + 0.4 \times D_f / B$					=	1.225
d_r	=	$1 + 2 \times \tan \Phi \times (1 - \sin \Phi)^2 \times D_f / B$					=	1.143
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	6.620 MPa	6.959 MPa	6.184 MPa	6.588 MPa
교 축 직 각	6.620 MPa	6.959 MPa	6.184 MPa	6.588 MPa

⑥ 지반반력 산정

구 분	구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	작용폭	$x_L = 3 \times (B/2 - e_L) = 9.325 > 8.000$	사다리꼴 분포
	지반반력	$q_{\max, \min} = (V/L/B) \pm (6 \times ML/L/B^2)$	$q_{\max} = 0.385 \text{ MPa}$
			$q_{\min} = 0.076 \text{ MPa}$
교 축 직 각	작용폭	$x_T = 3 \times (L/2 - e_T) = 24.477 > 17.843$	사다리꼴 분포
	지반반력	$q_{\max, \min} = (V/B/L) \pm (6 \times MT/B/L^2)$	$q_{\max} = 0.290 \text{ MPa}$
			$q_{\min} = 0.171 \text{ MPa}$

⑦ 지지력에 대한 안정성 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	$q_u / q_a = 17.116 \geq 2.000$	O.K
교 축 직 각	$q_u / q_a = 22.735 \geq 2.000$	O.K

(c) 활동에 대한 안정성 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	$H_c / H_L = 8.156 \geq 1.200$	O.K
교 축 직 각	$H_c / H_T = 6.290 \geq 1.200$	O.K

여기서,

전단저항력, $H_c = c_B \times A' + V \times \tan \Phi_B$

기초저면과 지반의 부착력,

$$c_B = 0$$

기초저면과 지반과의 마찰계수,

$$\tan \Phi_B = 0.6$$

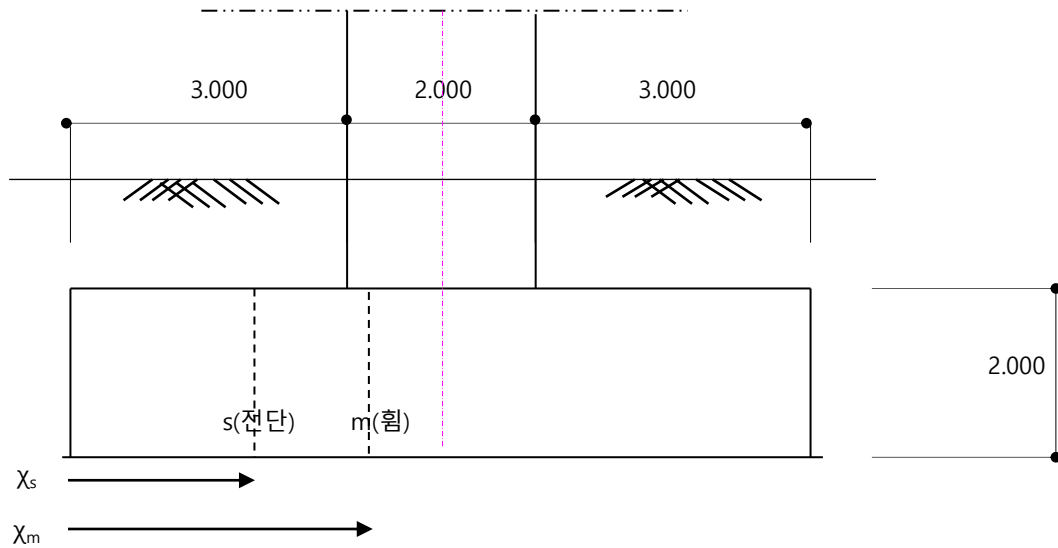
3) 단면 검토

(a) 교축방향

① 위험단면 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\chi_m = 3.000 + (2.000 - 1.772)/2$	3.114 m
전단	$\chi_s = 3.114 - 1.900/2$	2.164 m

② 교축방향 위험단면



③ 위험단면에서의 반력크기

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$q_m = ((q_{max} - q_{min}) \times (\chi_L - \chi_m) / \chi_L) + q_{min}$	0.282 MPa
전단	$q_s = ((q_{max} - q_{min}) \times (\chi_L - \chi_s) / \chi_L) + q_{min}$	0.313 MPa

④ 단면력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
기초자중에 의한 단면력	$M_{기초} = h \times \chi_m \times L \times \gamma_c \times l$	4325 kN·m
	$V_{기초} = h \times \chi_s \times L \times \gamma_c$	1930 kN
상재하중에 의한 단면력	$M_{상재} = h' \times \chi_m \times L \times \gamma_t \times l$	4109 kN·m
	$V_{상재} = h' \times \chi_s \times L \times \gamma_t$	1834 kN
지반반력에 의한 단면력	$M_{지반} = [q_m \times \chi_m^2 / 2 + (q_{max} - q_m) / 2 \times 2 \times \chi_m^2 / 3] \times L$	30321 kN·m
	$V_{지반} = (q_s \times \chi_s + (q_{max} - q_s) / 2 \times \chi_s) \times L$	13478 kN
기초의 단면력	$M_u = M_{지반} - M_{기초} - M_{상재}$	21888 kN·m
	$V_u = V_{지반} - V_{기초} - V_{상재}$	9713 kN

⑤ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
힘	$\Phi M_n = 37832 \geq 21888$	O.K
전단	$\Phi V_n = 27681 \geq 9713$	O.K

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

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

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

$$b = 17843 \text{ mm} \quad d = 1900 \text{ mm}$$

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

$$\text{- 힘 검토} \quad 1\text{단} : D \quad 22 \quad - \quad 174 \quad \text{ea}$$

$$A_s = 67355 \text{ mm}^2$$

$$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 55.5 \text{ mm}$$

$$\text{- 전단 검토}$$

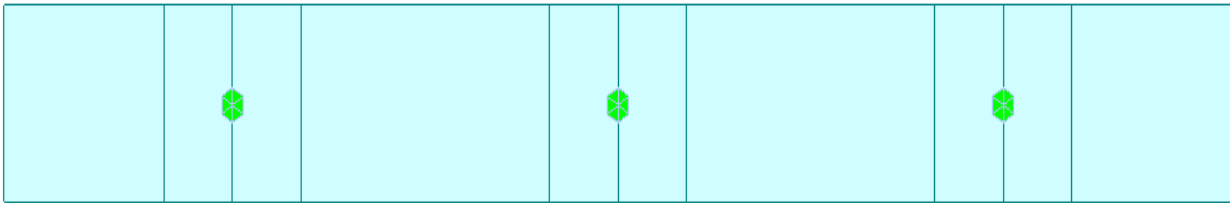
$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 27681 \text{ kN}$$

(b) 교축직각방향

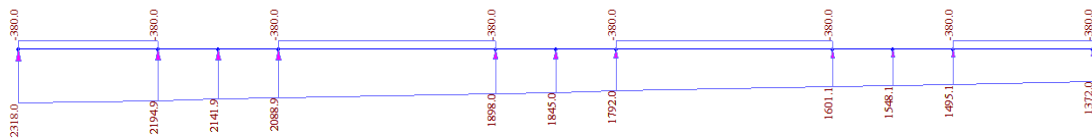
① 작용 지반반력

구 분	계 산 과 정		결 과
Qmax	$q_{\max, \min} = (V/B/L) \pm (6 \times MT/B/L^2)$	사다리꼴 분포	2318 kN/m
Qmin			1372 kN/m

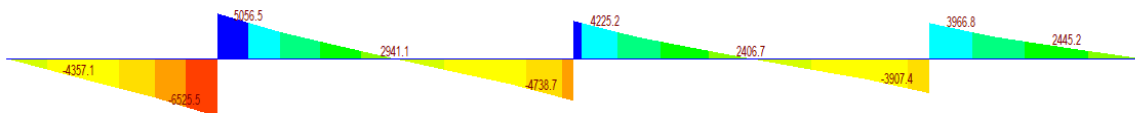
② 구조해석 모델링



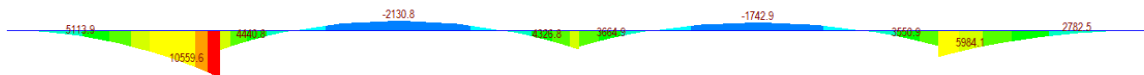
③ 하중재하도



④ 전단력도 (S.F.D)



⑤ 휨모멘트도 (B.M.D)



⑥ 최대 발생 단면력 집계

구 분	결 과		비 고
최대 발생 휨모멘트	Mu	= 10559	kN·m
최대 발생 전단력	Vu	= 6525	kN

⑦ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
힘	$\Phi M_n = 16959 \geq 10559$	O.K
전단	$\Phi V_n = 12411 \geq 6525$	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 22 - 78 ea

$$A_s = 30194 \text{ mm}^2$$

$$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 55.5 \text{ mm}$$

- 전단 검토

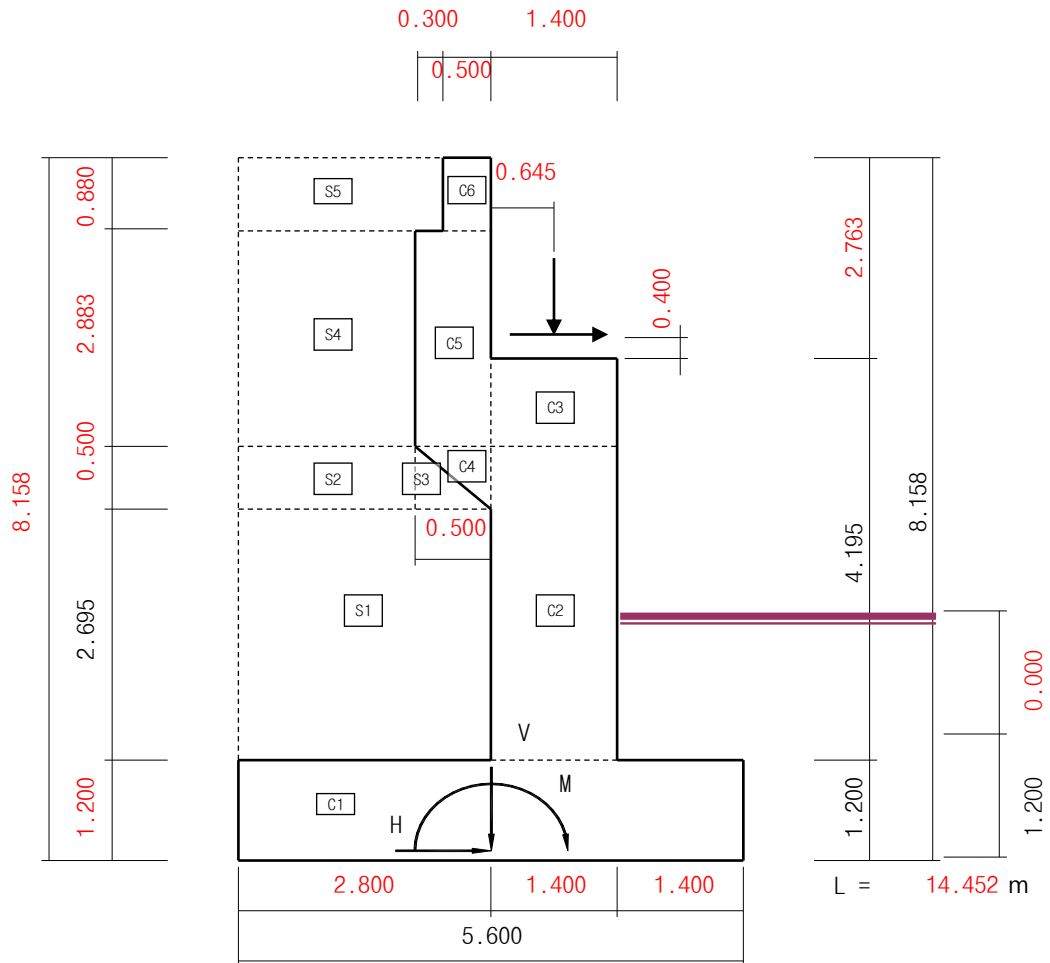
$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 12411 \text{ kN}$$

4) 결과 요약

구 분			보유성능	소요성능	S.F	판정
안정성 검토	전도	교축	3.200	0.892	3.588	O.K
		교축직각	7.137	0.763	9.360	O.K
	지지력	교축	17.116	2.000	8.558	O.K
		교축직각	22.735	2.000	11.367	O.K
	활동	교축	8.156	1.200	6.796	O.K
		교축직각	6.290	1.200	5.241	O.K
단면 검토	힘	교축	37832	21888	1.728	O.K
		교축직각	16959	10559	1.606	O.K
	전단	교축	27681	9713	2.850	O.K
		교축직각	12411	6525	1.902	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	6.720	25.00	168.000	0.077	12.936	2.800	0.600	470.400	7.762
	C2	4.473	25.00	111.825	0.077	8.611	2.100	2.798	234.83	24.088
	C3	1.400	25.00	35.000	0.077	2.695	2.100	4.895	73.50	13.192
	C4	0.125	25.00	3.125	0.077	0.241	2.967	4.228	9.271	1.017
	C5	2.306	25.00	57.660	0.077	4.440	3.200	5.837	184.512	25.913
	C6	0.440	25.00	11.000	0.077	0.847	1.650	7.718	18.150	6.537
	소계	15.464		386.610		29.769			990.665	78.509
뒷채움	S1	7.546	20.00	150.920	0.077	11.621	4.200	2.548	633.864	29.604
	S2	1.150	20.00	23.000	0.077	1.771	4.450	4.145	102.350	7.341
	S3	0.125	20.00	2.500	0.077	0.193	3.133	4.062	7.833	0.782
	S4	6.631	20.00	132.618	0.077	10.212	4.450	5.837	590.150	59.600
	S5	2.288	20.00	45.760	0.077	3.524	4.300	7.718	196.768	27.195
	소계	17.740		354.798		27.319			1530.965	124.521
총 계				741.408		57.088			2521.630	203.030

※ 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)	794	792	788	785	783	783	
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)

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta + \beta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(i - \beta)}} \right]^2} = 0.314$$

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

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

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

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

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

② 토압 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
P_{AE}	안정검토시 $= 1/2 \times \gamma_1 \times H^2 \times K_{AE} = 1/2 \times 20 \times 8.158 \times 0.314$	208.843201 kN
	단면검토시 $= 1/2 \times \gamma_1 \times H^2 \times K_{AE} = 1/2 \times 20 \times 6.958 \times 0.314$	151.9223914 kN

H(안정검토) = 8.158 m , 지진시 토압 작용높이 y = H/2 = 4.079 m

H(단면검토) = 6.958 m , 지진시 토압 작용높이 y = H/2 = 3.479 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	$= q_1 \times B_{q1} = 10 \times 2.3$	23 kN

q_1 = 뒷채움 지표면의 상재하중 = 10.0 kN/m

B_{q1} = 상재하중 분포길이 = 2.3 m

X = 상재하중 작용 위치 = 4.45 m

④ 상부구조에 의한 하중산정

구 분	계 산 과 정	결 과
R_u	$= R \div (B_{abut} / \sin(90-\theta)) = 4724 \div (14.452 / \sin(90-0))$	327 kN/m

R = 교대상부 고정하중에 의한 연직반력의 총 합 = 4724 kN

B_{abut} = 교대 총 폭 = 14.452 m

θ = 교량의 경사각 = 0 °

⑤ 고정단 하부구조에 작용하는 관성력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
F_M	$= F1 + F2$	49.05 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 = $R_u \times f_s \times K_h \times \sin(90-\theta)$ = 49.050 kN

12. 교대평가

12.1 교대 1

12.1.2 내진성능평가

1) 지진시 작용하중 하중조합

구분	수직력	수평력	작용거리(m)		모멘트 (kN·m)
	(kN)	(kN)	X	Y	M _r
교대구체	386.610	29.769	-	-	990.665
뒷채움제	354.798	27.319	-	-	1530.965
배면토압	-	208.843	-	4.079	-
연직반력	327.000	-	2.155	-	704.685
관성력	-	49.050	-	5.395	-
하중조합	1068.408	314.981	-	-	3226.315

2) 말뚝 제원

말뚝종류	직경(mm)	두께(mm)	부식(mm)	길이(m)
강관말뚝	508.0	12.0	2	11.400

3) 안정성 검토

(a) 말뚝의 허용연직지지력 산정

① 말뚝의 허용연직압축지지력(Ra)

구분	계산과정	결과
Ra	말뚝재료(구조물기초기준), Qp	28376 kN
	N값 이용 지지력(구조물기초기준), Ru/n	1326 kN
	평균값	14851 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

$$\begin{aligned}
 Q_p &: (1 - (\mu_1 + \mu_2)/100) \times F_{ca} \times A_p &= & 28376 & \text{kN} \\
 \mu_1 &: \text{세장비에 대한 저감율 } (\mu_1 = L/d - n) &= & 0 \\
 \mu_2 &: \text{현장용접이음에 대한 저감율} &= & 0 \\
 F_{ca} &: \text{말뚝의 허용압축응력} &= & 140000 & \text{kN/m}^2
 \end{aligned}$$

ii) 현장시험결과(N)를 이용한 방법(구조물기초 설계기준 해설, 2018)

$$\begin{aligned}
 R_a &: \text{말뚝의 허용연직압축지지력} \\
 \gamma &: \text{극한지지력 추정법의 상위에 의한 안전율의 보정계수 } (\gamma = 1.0) \\
 n &: \text{안전율 (지지말뚝의 경우 지진시 ; } n = 2) \\
 R_u &: \text{지반조건에 따라 결정되는 말뚝의 극한지지력} \\
 R_u &= q_d + U \times \sum (l_i \cdot f_i) &= & 2652 & \text{kN} \\
 q_d &: \text{말뚝 선단 지반의 극한지지력} \\
 q_d &= 200 \times N \times A_p &= & 1216 & \text{kN} \\
 A &: \text{말뚝의 선단면적} \\
 A &= \pi \times D^2 &= & 0.203 & \text{m}^2 \\
 U &: \text{말뚝의 둘레길이} &= & 1.596 & \text{m} \\
 l_i &: \text{주면마찰력을 고려하는 층의 두께} \\
 f_i &: \text{주면마찰력을 고려하는 층의 최대 주면마찰력}
 \end{aligned}$$

지 층	li (m)	N	fi (kN/m ²)	li·fi (kN/m)
사질토	2.6	30	60	156.00
자갈층	3.4	30	60	204.00
풍화암	5.4	50	100	540.00
$\sum(li \cdot fi) =$				900.00

② 말뚝의 허용연직인발지지력(Pa)

구 분	계 산 과 정	결 과
Pa	$1/n \times P_u + W$	537 kN

Pa : 말뚝의 허용연직인발지지력

n : 안전율 (지진시 ; n = 3)

Pu : 말뚝의 극한인발력

$$P_u = U \times \sum(li \cdot fi) = 1436 \text{ kN}$$

W : 말뚝의 유효중량

$$= 58 \text{ kN}$$

(b) 말뚝의 스프링정수 산정

① 말뚝의 축방향 스프링정수(Kv)

구 분	계 산 과 정	결 과
Kv	$a \times A_p \times E_p / L$	282255 kN/m

$$a = 0.014 \times (L/D) + 0.72 = 1.037$$

do : 부식을 고려한 지름 = 504 mm

Ap : 말뚝의 순단면적 = 15519 mm²

Ep : 말뚝의 탄성계수 = 200000 N/mm²

L : 말뚝 길이 = 11400 mm

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

구 분	계 산 과 정	결 과
K1	$4EI\beta^3$	107753 kN/m
K2	$2EI\beta^2$	81927 kN/rad
K3	$2EI\beta^2$	81927 kN·m/m
K4	$2EI\beta$	124581 kN·m/rad

$$\begin{aligned}\beta &= \sqrt[4]{[(kh \times D)/(4 \times E_p \times I_p)]} &= & 0.6576 & \text{m}^{-1} \\ kh &= kh_0 \times (BH/0.3)^{-3/4} &= & 139489 & \text{kN/m}^3 \\ kh_0 &= 1/0.3 \times \alpha \times E_o &(\text{지진시 } \alpha=2) &= & 333333 & \text{kN/m}^3 \\ E_o &= 1000 \times N &(\text{1/}\beta \text{ 깊이에서의 } N\text{치}) &= & 50000 & \text{kN/m}^2 \\ &(\text{굵은모래})\end{aligned}$$

※ 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

$$\begin{aligned}BH &= \sqrt{(D/\beta)} &(\beta_{\text{상시}} \text{ 적용}) &= & 0.9585 & \text{m} \\ \beta_{\text{상시}} &= \sqrt[29]{[(\alpha \times E_o)^8 \times D^5]/(0.3^2 \times 2^{16} \times (E_p \times I_p)^8)} &= & 0.5530 & \text{m}^{-1} \\ E_p &: \text{말뚝의 탄성계수} &= & 200000 & \text{N/mm}^2 \\ I_p &: \text{말뚝의 단면 2차 모멘트} &= & 0.000474 & \text{m}^4\end{aligned}$$

(c) 기초의 두께 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
$\beta \cdot \lambda$	0.478 < 1.000	강제취급

$$\begin{aligned}\beta &= \sqrt[4]{((3 \times k)/(E \times h^3))} &= & 0.341 & \text{m}^{-1} \\ k &= K_p = K_v \times (m \times n)/(B \times L) &= & 201610 & \text{kN/m}^3 \\ E &= 8,500 \sqrt[3]{f_{cu}} &= & 25811 & \text{Mpa} \\ \lambda &= \text{Max}[l, b] &= & 1.400 & \text{m} \\ h &= \text{직접기초의 두께} &= & 1.200 & \text{m}\end{aligned}$$

(d) 말뚝머리의 안정성 검토

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

구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	$A_{xx} \times \delta_x + A_{xy} \times \delta_y - A_{x\alpha} \times \alpha = V$	$\delta_x = 0.000389 \text{ m}$
	$A_{yx} \times \delta_x + A_{yy} \times \delta_y - A_{y\alpha} \times \alpha = H_{\text{교축}}$	$\delta_y = 0.000031 \text{ m}$
	$A_{\alpha x} \times \delta_x + A_{\alpha y} \times \delta_y - A_{\alpha\alpha} \times \alpha = M_{\text{교축}}$	$\alpha = 0.000149 \text{ rad}$
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}	$\sum (K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)$	3879109
A_{xy}, A_{yx}	$\sum (K_v - K_1) \sin \theta_i \cos \theta_i$	0
$A_{x\alpha}, A_{\alpha x}$	$\sum \{(K_v - K_1)x_i \sin \theta_i \cos \theta_i - K_2 \cos \theta_i\}$	-2949364
A_{yy}	$\sum (K_v \sin^2 \theta_i + K_1 \cos^2 \theta_i)$	10161167
$A_{y\alpha}, A_{\alpha y}$	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i + K_2 \sin \theta_i\}$	0
$A_{\alpha\alpha}$	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i^2 + (K_2 + K_3)x_i \sin \theta_i + K_4\}$	29379780

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	9	2.100	969777	0	-737341	2540292	0	12323917
2열	9	0.700	969777	0	-737341	2540292	0	2365973
3열	9	-0.700	969777	0	-737341	2540292	0	2365973
4열	9	-2.100	969777	0	-737341	2540292	0	12323917

② 말뚝머리의 변위량 및 반력 산정

i) 교축방향

구 분	δ_{xi}	δ_{yi}	P_{Ni}	P_{Hi}	M_{ti}
1열	0.000389	0.000344	96.962	29.678	-13.295
2열	0.000389	0.000135	38.154	29.678	-13.295
3열	0.000389	-0.000073	-20.655	29.678	-13.295
4열	0.000389	-0.000282	-79.463	29.678	-13.295

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	0.389	38.602	O.K
	연직압축지지력(kN)	14851	97	153.163	O.K
	연직인발지지력(kN)	537	79	6.752	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	0.713126	-13.295	0.000	-29.678
2	1.140	0.194377	-23.409	-14.531	4.922
3	2.280	-0.024776	-13.223	-10.050	10.030
4	3.420	-0.060535	-3.919	-3.707	5.839
5	4.560	-0.036339	0.241	-0.320	1.799
6	5.700	-0.011619	1.042	0.606	-0.059
7	6.840	0.000077	0.667	0.491	-0.443
8	7.980	0.002647	0.229	0.204	-0.293
9	9.120	0.001814	0.009	0.032	-0.104
10	10.260	0.000664	-0.045	-0.024	-0.006
11	11.400	0.000054	-0.033	-0.023	0.019

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

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

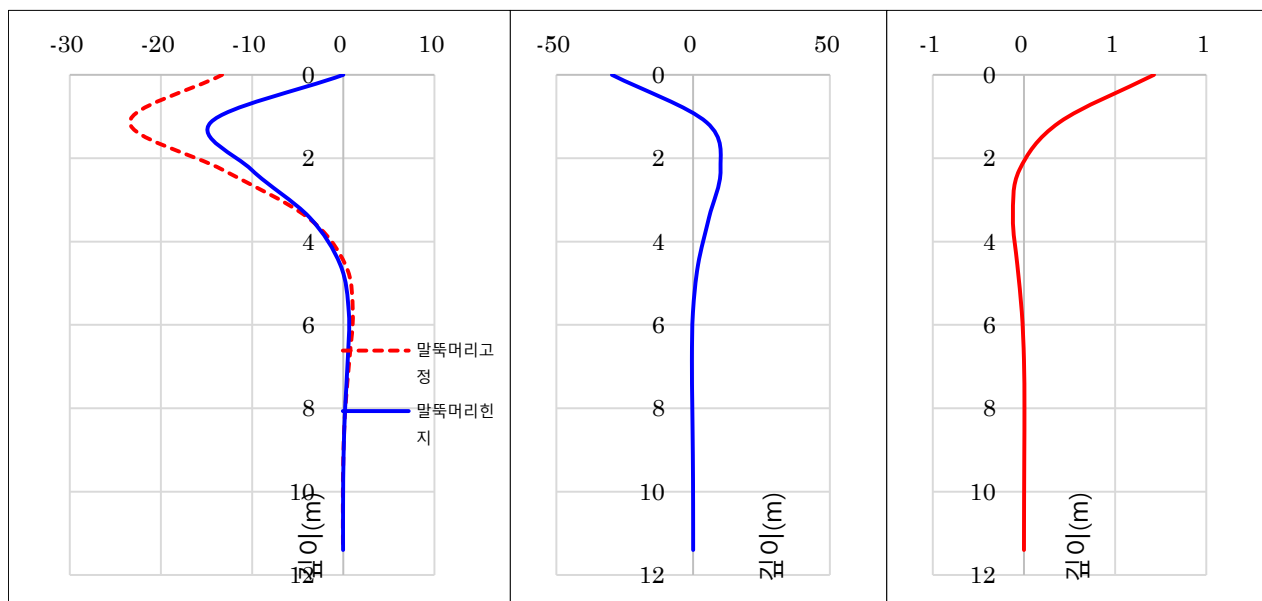
$$M_{힌지} = -(P_{Hi}/\beta) \times e^{-\beta x} \times \sin(\beta x)$$

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

$$P_{Hi} = 29.678 \quad \text{kN}$$

$$\beta = 0.658 \quad \text{m}^{-1}$$

$$ho = M_{ti} / P_{Hi} = 447.959 \quad \text{mm}$$



< 모멘트선도 >

< 전단력선도 >

< 변위선도 >

② 말뚝의 응력 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
말뚝머리 고정	$l_{mf} = 1/\beta \times \tan^{-1}[1/(1+2 \times \beta \times h_o)]$	854 mm
	$M_{mf} = -(P_{Hi}/2\beta) \times \sqrt{[(1+2 \times \beta \times h_o)^2 + 1]} \times e^{-\beta \times l_{mf}}$	-24.161 kN·m
말뚝머리 힌지	$l_{mh} = \pi/(4 \times \beta)$	1194 mm
	$M_{mh} = -0.3224 \times (P_{Hi}/\beta)$	-14.550 kN·m
최대 부재력	$M_{max} = \max[M_{고정} , M_{힌지} , M_{mf} , M_{mh}]$	24.161 kN·m
	$S_{max} = S $	29.678 kN
말뚝 응력 검토	$f_t = 0.000 \leq 210.000$	O.K
	$f_c = 19.206 \leq 210.000$	O.K
	$f_s = 1.912 \leq 120.000$	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	151.922	151.922	3.479	528.538
교대구체	29.769 kN	29.769	1.698	50.548
관성력	49.050	49.050	4.195	205.765
단면력		230.741		784.851

여기서, 지진시 하중계수 : $\Phi = 1.0$

교대구체 수평력, H_i = 교대 기초부를 제외한 수평력 = 29.769 kN

$$M_o = \sum_{i=2}^6 ((H_i \times (Y_i - \text{교대기초}))) = 50.548003 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$Y = M_o / H_o = 1.698\text{m}$$

② 단면력 검토

구분	계산과정	결과
힘	$\Phi M_n = 9951 \geq 785$	O.K
전단	$\Phi V_n = 12390 \geq 231$	O.K

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

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

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

$$b = 14452 \text{ mm} \quad d = 1050 \text{ mm}$$

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

- 힘 검토 1단 : D 19 - 112 ea

$$A_s = 32088 \text{ mm}^2$$

$$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 32.7 \text{ mm}$$

- 전단 검토

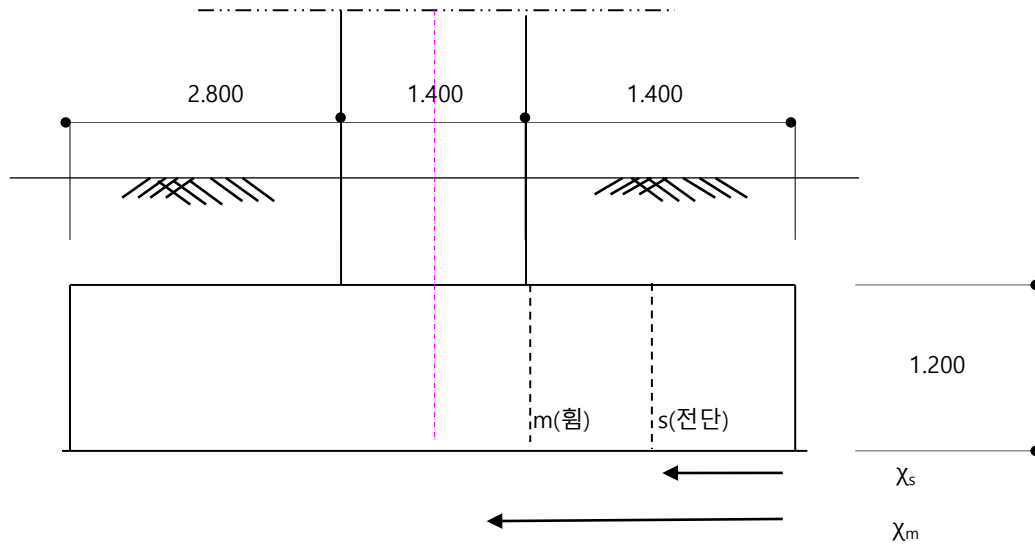
$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 12390 \text{ kN}$$

(b) 압굽의 단면검토

① 위험단면 산정

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

② 위험단면 산정



③ 말뚝의 반력

구 분	계 산 과 정			결 과
	P_{Ni}	$\times$	n	
R1	96.962	$\times$	9	873 kN
R2		$\times$		
R3		$\times$		
R4		$\times$		
R5		$\times$		

④ 단면력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
기초자중에 의한 단면력	$M_{기초} = H \times a \times \gamma_c \times a/2$	29 kN·m
	$V_{기초} = H \times b \times \gamma_c$	42 kN
말뚝에 의한 단 면력	$M_{지반} = qa \times a^2/2 + (q_{max} - qa)/2 \times a^2 \times 2/3$	611 kN·m
	$V_{지반} = qb \times b + (q_{max} - qb)/2 \times b$	873 kN
기초의 단면력	$M_u = M_{말뚝} - M_{기초}$	581 kN·m
	$V_u = V_{말뚝} - V_{기초}$	831 kN

⑤ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\Phi M_n = 9951 \geq 581$	O.K
전단	$\Phi V_n = 12390 \geq 831$	O.K

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

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

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

$$b = 14452 \text{ mm} \quad d = 1050 \text{ mm}$$

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

$$\text{- 휨 검토} \quad 1\text{단} : D \quad 19 \quad - \quad 112 \quad \text{ea}$$

$$A_s = 32088 \text{ mm}^2$$

$$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 32.7 \text{ mm}$$

$$\text{- 전단 검토}$$

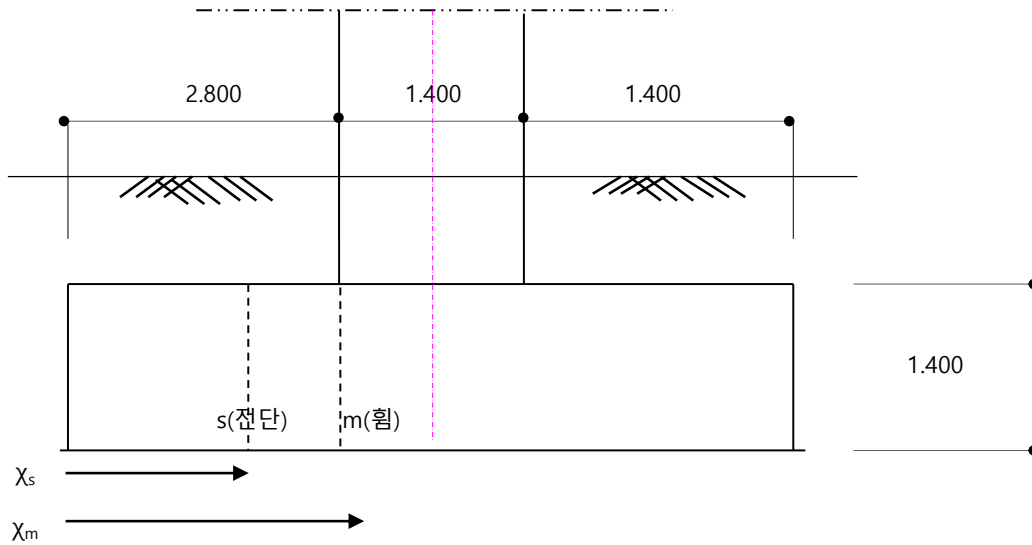
$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 12390 \text{ kN}$$

(C) 뒷굽의 단면검토

① 위험단면 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$X_m =$	2.800 m
전단	$X_s = 2.800 - 1.050/2$	2.275 m

② 위험단면 산정



③ 말뚝의 반력

구 분	계 산 과 정			결 과
	P_{Ni}	$\times$	n	
R1	96.962	$\times$	9	873 kN
R2	38.154	$\times$	9	343 kN
R3		$\times$		
R4		$\times$		
R5		$\times$		

H_{wall} :	기초 상면의 뒷채움 높이	=	6.958	m
$\sum V_i$:	뒷채움 연직하중	=	354.798	kN
$X_{\text{뒷채움}}$		=	4.321	m
P_I :	지표면의 상재하중	=	23.000	kN
$X_{\text{상재}}$:	상재하중 작용위치	=	4.450	m

④ 단면력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
기초자중에 의한 단면력	$M_{기초} = H \times a \times \gamma_c \times a/2$	69 kN·m
	$V_{기초} = H \times b \times \gamma_c$	98 kN
뒷채움재에 의한 단면력	$M_{상재} = \sum V_i \times (X_{뒷채움} - (B-a))$	540 kN·m
	$V_{상재} = H_{wall} \times b \times \gamma_t$	396 kN
상재하중에 의한 단면력	$M_{상재} = P_l \times (X_{상재} - (B-a))$	38 kN·m
	$V_{상재} = q_l \times b$	52 kN
말뚝에 의한 단 면력	$M_{지반} = qa \times a^2/2 + (q_{max} - qa)/2 \times a^2 \times 2/3$	2073 kN·m
	$V_{지반} = qb \times b + (q_{max} - qb)/2 \times b$	1216 kN
계수 단면력	$M_u = M_{말뚝} - M_{뒷채움} - M_{기초} - M_{상재}$	1427 kN·m
	$V_u = V_{말뚝} - V_{뒷채움} - V_{기초} - M_{상재}$	670 kN

⑤ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\Phi M_n = 9951 \geq 1427$	O.K
전단	$\Phi V_n = 12390 \geq 670$	O.K

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

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

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

$$b = 14452 \text{ mm} \quad d = 1050 \text{ mm}$$

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

- 휨 검토 1단 : D 19 - 112 ea

$$A_s = 32088 \text{ mm}^2$$

$$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 32.7 \text{ mm}$$

- 전단 검토

$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 12390 \text{ kN}$$

3) 결과 요약

구 분			보유성능	소요성능	S.F	판정
안정성 검토	수평변위		15.000	0.389	38.602	O.K
	연직 압축지지력		14851	97	153.163	O.K
	연직 인발지지력		537	79	6.752	O.K
말뚝 응력 검토	휨인장응력		210.000	0.000	-	O.K
	휨압축응력		210.000	19.206	10.934	O.K
	휨전단응력		120.000	1.912	62.751	O.K
단면 검토	벽체	휨	9951	581	17.113	O.K
		전단	12390	831	14.916	O.K
	압굽	휨	9951	581	17.113	O.K
		전단	12390	831	14.916	O.K
	뒷굽	휨	9951	1427	6.974	O.K
		전단	12390	670	18.493	O.K

1) 교대 구체 하중산정



※ 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)	760	756	750	745	742	742	744
구 분	SH8	SH9	SH10	SH11	SH12	SH13	SH14
반력(kN)	747						
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)

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta + \beta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(i - \beta)}} \right]^2} = 0.314$$

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

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

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

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

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

② 토압 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
P_{AE}	안정검토시 $= 1/2 \times \gamma_1 \times H^2 \times K_{AE} = 1/2 \times 20 \times 9 \times 0.314$	254.178 kN
	단면검토시 $= 1/2 \times \gamma_1 \times H^2 \times K_{AE} = 1/2 \times 20 \times 7.8 \times 0.314$	190.91592 kN

H(안정검토) = 9.000 m , 지진시 토압 작용높이 y = H/2 = 4.5 m

H(단면검토) = 7.800 m , 지진시 토압 작용높이 y = H/2 = 3.9 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	$= q_1 \times B_{q1} = 10 \times 2.3$	23 kN

q_1 = 뒷채움 지표면의 상재하중 = 10.0 kN/m

B_{q1} = 상재하중 분포길이 = 2.3 m

X = 상재하중 작용 위치 = 4.45 m

④ 상부구조에 의한 하중산정

구 분	계 산 과 정	결 과
R_u	$= R \div (B_{abut} / \sin(90-\theta)) = 5986 \div (18.22 / \sin(90-0))$	329 kN/m

R = 교대상부 고정하중에 의한 연직반력의 총 합 = 5986 kN

B_{abut} = 교대 총 폭 = 18.220 m

θ = 교량의 경사각 = 0 °

⑤ 고정단 하부구조에 작용하는 관성력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
F_M	$= F1 + F2$	49.35 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 = $R_u \times f_s \times K_h \times \sin(90-\theta)$ = 49.350 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	415.150	31.967	-	-	1051.963
뒷채움제	401.330	30.902	-	-	1727.113
배면토압	-	254.178	-	4.500	-
연직반력	329.000	-	2.350	-	773.150
관성력	-	49.350	-	6.175	-
하중조합	1145.480	366.397	-	-	3552.226

2) 말뚝 제원

말뚝종류	직경(mm)	두께(mm)	부식(mm)	길이(m)
강관말뚝	508.0	12.0	2	8.100

3) 안정성 검토

(a) 말뚝의 허용연직지지력 산정

① 말뚝의 허용연직압축지지력(Ra)

구분	계산과정	결과
Ra	말뚝재료(구조물기초기준), Qp	28376 kN
	N값 이용 지지력(구조물기초기준), Ru/n	1660 kN
	평균값	15018 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

$$\begin{aligned}
 Q_p &: (1 - (\mu_1 + \mu_2)/100) \times F_{ca} \times A_p &= & 28376 & \text{kN} \\
 \mu_1 &: \text{세장비에 대한 저감율 } (\mu_1 = L/d - n) &= & 0 \\
 \mu_2 &: \text{현장용접이음에 대한 저감율} &= & 0 \\
 F_{ca} &: \text{말뚝의 허용압축응력} &= & 140000 & \text{kN/m}^2
 \end{aligned}$$

ii) 현장시험결과(N)를 이용한 방법(구조물기초 설계기준 해설, 2018)

$$\begin{aligned}
 R_a &: \text{말뚝의 허용연직압축지지력} \\
 \gamma &: \text{극한지지력 추정법의 상위에 의한 안전율의 보정계수 } (\gamma = 1.0) \\
 n &: \text{안전율 (지지말뚝의 경우 지진시 ; } n = 2) \\
 R_u &: \text{지반조건에 따라 결정되는 말뚝의 극한지지력} \\
 R_u &= q_d + U \times \sum (l_i \cdot f_i) &= & 3320 & \text{kN} \\
 q_d &: \text{말뚝 선단 지반의 극한지지력} \\
 q_d &= 200 \times N \times A_p &= & 2027 & \text{kN} \\
 A &: \text{말뚝의 선단면적} \\
 A &= \pi \times D^2 &= & 0.203 & \text{m}^2 \\
 U &: \text{말뚝의 둘레길이} &= & 1.596 & \text{m} \\
 l_i &: \text{주면마찰력을 고려하는 층의 두께} \\
 f_i &: \text{주면마찰력을 고려하는 층의 최대 주면마찰력}
 \end{aligned}$$

지 층	li (m)	N	fi (kN/m ²)	li·fi (kN/m)
사질토	3.5	50	100	350.00
풍화암	4.6	50	100	460.00
			0	0.00
$\sum(li \cdot fi) =$				810.00

② 말뚝의 허용연직인발지지력(Pa)

구 분	계 산 과 정	결 과
Pa	$1/n \times P_u + W$	472 kN

Pa : 말뚝의 허용연직인발지지력

n : 안전율 (지진시 ; n = 3)

Pu : 말뚝의 극한인발력

$$P_u = U \times \sum(li \cdot fi) = 1293 \text{ kN}$$

W : 말뚝의 유효중량

$$= 41 \text{ kN}$$

(b) 말뚝의 스프링정수 산정

① 말뚝의 축방향 스프링정수(Kv)

구 분	계 산 과 정	결 과
Kv	$a \times A_p \times E_p / L$	362121 kN/m

$$a = 0.014 \times (L/D) + 0.72 = 0.945$$

do : 부식을 고려한 지름 = 504 mm

Ap : 말뚝의 순단면적 = 15519 mm²

Ep : 말뚝의 탄성계수 = 200000 N/mm²

L : 말뚝 길이 = 8100 mm

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

구 분	계 산 과 정	결 과
K1	$4EI\beta^3$	107753 kN/m
K2	$2EI\beta^2$	81927 kN/rad
K3	$2EI\beta^2$	81927 kN·m/m
K4	$2EI\beta$	124581 kN·m/rad

$$\begin{aligned}\beta &= \sqrt[4]{[(kh \times D)/(4 \times E_p \times I_p)]} &= & 0.6576 & \text{m}^{-1} \\ kh &= kh_0 \times (BH/0.3)^{-3/4} &= & 139489 & \text{kN/m}^3 \\ kh_0 &= 1/0.3 \times \alpha \times E_o &(\text{지진시 } \alpha=2) &= & 333333 & \text{kN/m}^3 \\ E_o &= 1000 \times N &(\text{1/}\beta\text{깊이에서의 } N\text{치}) &= & 50000 & \text{kN/m}^2 \\ &(\text{굵은모래})\end{aligned}$$

※ 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

$$\begin{aligned}BH &= \sqrt{(D/\beta)} &(\beta_{\text{상시}} \text{ 적용}) &= & 0.9585 & \text{m} \\ \beta_{\text{상시}} &= \sqrt[29]{[(\alpha \times E_o)^8 \times D^5]/(0.3^2 \times 2^{16} \times (E_p \times I_p)^8)} &= & 0.5530 & \text{m}^{-1} \\ E_p &: \text{말뚝의 탄성계수} &= & 200000 & \text{N/mm}^2 \\ I_p &: \text{말뚝의 단면 2차 모멘트} &= & 0.000474 & \text{m}^4\end{aligned}$$

(c) 기초의 두께 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
$\beta \cdot \lambda$	0.508 < 1.000	강제취급

$$\begin{aligned}\beta &= \sqrt[4]{((3 \times k)/(E \times h^3))} &= & 0.363 & \text{m}^{-1} \\ k &= K_p = K_v \times (m \times n)/(B \times L) &= & 258658 & \text{kN/m}^3 \\ E &= 8,500 \sqrt[3]{f_{cu}} &= & 25811 & \text{Mpa} \\ \lambda &= \text{Max}[l, b] &= & 1.400 & \text{m} \\ h &= \text{직접기초의 두께} &= & 1.200 & \text{m}\end{aligned}$$

(d) 말뚝머리의 안정성 검토

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

구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	$A_{xx} \times \delta_x + A_{xy} \times \delta_y - A_{x\alpha} \times \alpha = V$	$\delta_x = 0.000322 \text{ m}$
	$A_{yx} \times \delta_x + A_{yy} \times \delta_y - A_{y\alpha} \times \alpha = H_{\text{교축}}$	$\delta_y = 0.000023 \text{ m}$
	$A_{\alpha x} \times \delta_x + A_{\alpha y} \times \delta_y - A_{\alpha\alpha} \times \alpha = M_{\text{교축}}$	$\alpha = 0.000106 \text{ rad}$
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}	$\sum (K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)$	4741133
A_{xy}, A_{yx}	$\sum (K_v - K_1) \sin \theta_i \cos \theta_i$	0
$A_{x\alpha}, A_{\alpha x}$	$\sum \{(K_v - K_1)x_i \sin \theta_i \cos \theta_i - K_2 \cos \theta_i\}$	-3604778
A_{yy}	$\sum (K_v \sin^2 \theta_i + K_1 \cos^2 \theta_i)$	15933320
$A_{y\alpha}, A_{\alpha y}$	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i + K_2 \sin \theta_i\}$	0
$A_{\alpha\alpha}$	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i^2 + (K_2 + K_3)x_i \sin \theta_i + K_4\}$	44518204

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	11	2.100	1185283	0	-901195	3983330	0	18936878
2열	11	0.700	1185283	0	-901195	3983330	0	3322224
3열	11	-0.700	1185283	0	-901195	3983330	0	3322224
4열	11	-2.100	1185283	0	-901195	3983330	0	18936878

② 말뚝머리의 변위량 및 반력 산정

i) 교축방향

구 분	δ_{xi}	δ_{yi}	P_{Ni}	P_{Hi}	M_{ti}
1열	0.000322	0.000245	88.840	26.034	-13.199
2열	0.000322	0.000097	35.165	26.034	-13.199
3열	0.000322	-0.000051	-18.510	26.034	-13.199
4열	0.000322	-0.000199	-72.185	26.034	-13.199

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	0.322	46.569	O.K
	연직압축지지력(kN)	15018	89	169.042	O.K
	연직인발지지력(kN)	472	72	6.538	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	0.644316	-13.199	0.000	-26.034
2	0.810	0.277804	-22.411	-11.802	-0.229
3	1.620	0.058936	-18.119	-11.936	8.740
4	2.430	-0.036126	-10.602	-8.006	8.918
5	3.240	-0.056848	-4.479	-3.983	6.008
6	4.050	-0.045047	-0.877	-1.270	3.004
7	4.860	-0.025971	0.657	0.088	0.967
8	5.670	-0.010743	0.966	0.527	-0.057
9	6.480	-0.001916	0.751	0.502	-0.391
10	7.290	0.001764	0.427	0.327	-0.376
11	8.100	0.002445	0.173	0.157	-0.245

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

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

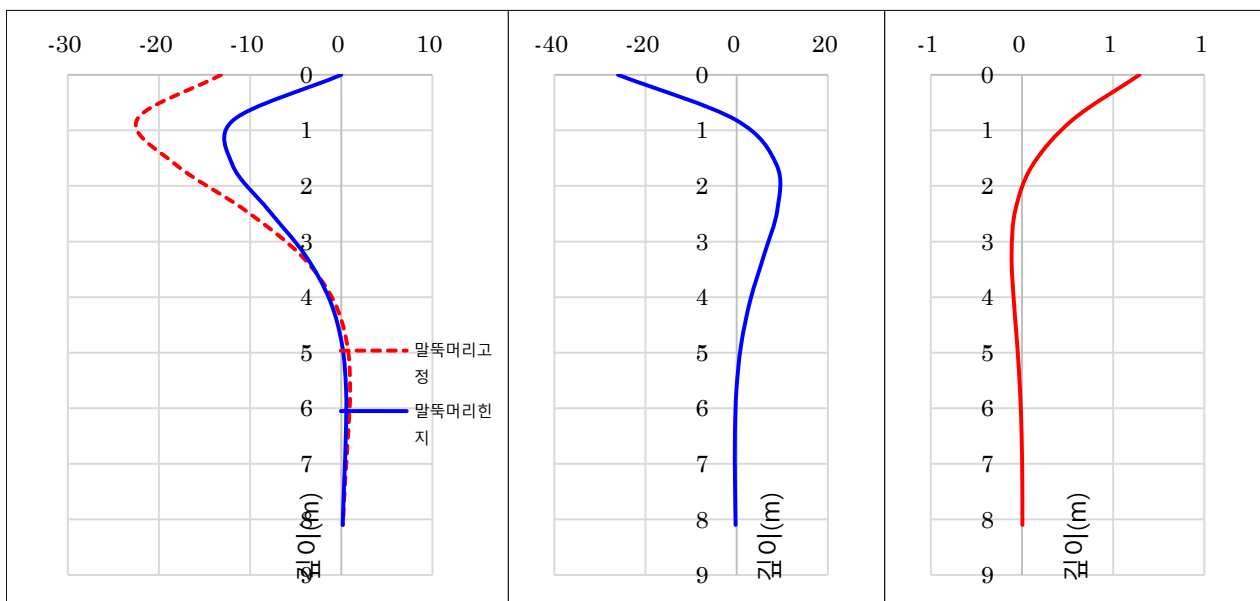
$$M_{힌지} = -(P_{Hi}/\beta) \times e^{-\beta x} \times \sin(\beta x)$$

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

$$P_{Hi} = 26.034 \text{ kN}$$

$$\beta = 0.658 \text{ m}^{-1}$$

$$ho = M_{ti} / P_{Hi} = 506.995 \text{ mm}$$



< 모멘트선도 >

< 전단력선도 >

< 변위선도 >

② 말뚝의 응력 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
말뚝머리 고정	$l_{mf} = 1/\beta \times \tan^{-1}[1/(1+2 \times \beta \times h_o)]$	822 mm
	$M_{mf} = -(P_{Hi}/2\beta) \times \sqrt{[(1+2 \times \beta \times h_o)^2 + 1]} \times e^{-\beta \times l_{mf}}$	-22.413 kN·m
말뚝머리 힌지	$l_{mh} = \pi/(4 \times \beta)$	1194 mm
	$M_{mh} = -0.3224 \times (P_{Hi}/\beta)$	-12.763 kN·m
최대 부재력	$M_{max} = \max[M_{고정} , M_{힌지} , M_{mf} , M_{mh}]$	22.413 kN·m
	$S_{max} = S $	26.034 kN
말뚝 응력 검토	$f_t = 0.000 \leq 210.000$	O.K
	$f_c = 17.745 \leq 210.000$	O.K
	$f_s = 1.677 \leq 120.000$	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

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

$$f_{ta} : \text{말뚝의 허용 휨인장응력} = 210.000 \text{ Mpa}$$

f_c : 말뚝의 최대 압축응력

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

$$f_{ca} : \text{말뚝의 허용 휨압축응력} = 210.000 \text{ Mpa}$$

f_s : 말뚝의 최대 전단응력

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

$$f_{sa} : \text{말뚝의 허용 휨전단응력} = 120.000 \text{ Mpa}$$

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	190.916	190.916	3.900	744.572
교대구체	31.967 kN	31.967	2.040	65.208
관성력	49.350	49.350	4.975	245.516
단면력		272.233		1055.296

여기서, 지진시 하중계수 : $\Phi = 1.0$

교대구체 수평력, $H_i =$ 교대 기초부를 제외한 수평력 $= 31.967 \text{ kN}$

$$M_o = \sum_{i=2}^6 ((H_i \times (Y_i - \text{교대기초}))) = 65.207814 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$Y = M_o / H_o = 2.04\text{m}$$

② 단면력 검토

구 분	계 산 과 정				결 과	
힘	ΦM_n	=	16716	$\geq$	1055	O.K
전단	ΦV_n	=	15620	$\geq$	272	O.K

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

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

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

$$b = 18220 \text{ mm} \quad d = 1050 \text{ mm}$$

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

- 힘 검토 1단 : D 22 - 140 ea

$$A_s = 54194 \text{ mm}^2$$

$$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 43.7 \text{ mm}$$

- 전단 검토

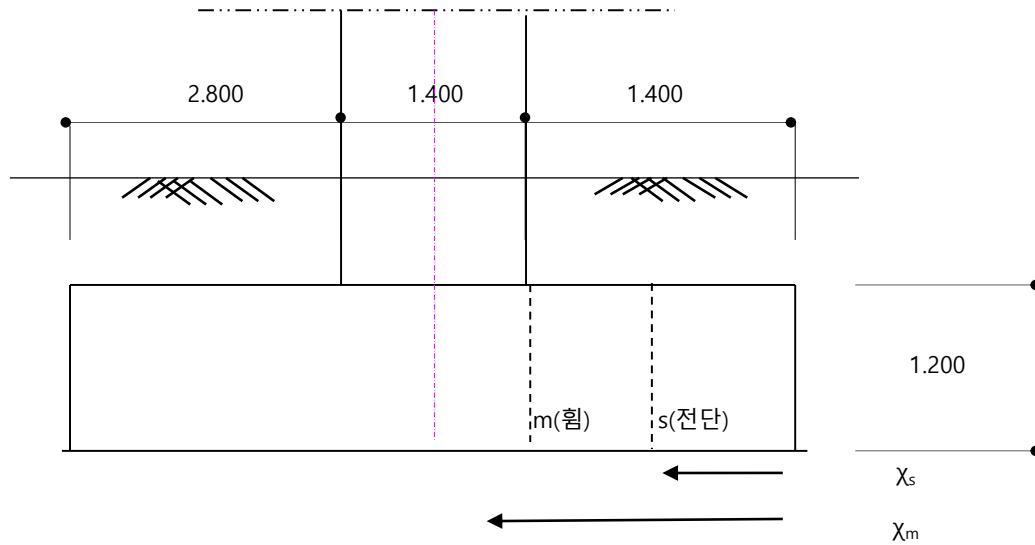
$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 15620 \text{ kN}$$

(b) 압굽의 단면검토

① 위험단면 산정

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

② 위험단면 산정



③ 말뚝의 반력

구 분	계 산 과 정			결 과
	P_{Ni}	x	n	
R1	88.840	x	11	977 kN
R2		x		
R3		x		
R4		x		
R5		x		

④ 단면력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
기초자중에 의한 단면력	$M_{기초} = H \times a \times \gamma_c \times a/2$	29 kN·m
	$V_{기초} = H \times b \times \gamma_c$	42 kN
말뚝에 의한 단 면력	$M_{지반} = qa \times a^2/2 + (q_{max} - qa)/2 \times a^2 \times 2/3$	684 kN·m
	$V_{지반} = qb \times b + (q_{max} - qb)/2 \times b$	977 kN
기초의 단면력	$M_u = M_{말뚝} - M_{기초}$	655 kN·m
	$V_u = V_{말뚝} - V_{기초}$	935 kN

⑤ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\Phi M_n = 16716 \geq 655$	O.K
전단	$\Phi V_n = 15620 \geq 935$	O.K

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

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

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

$$b = 18220 \text{ mm} \quad d = 1050 \text{ mm}$$

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

- 휨 검토 1단 : D 22 - 140 ea

$$A_s = 54194 \text{ mm}^2$$

$$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 43.7 \text{ mm}$$

- 전단 검토

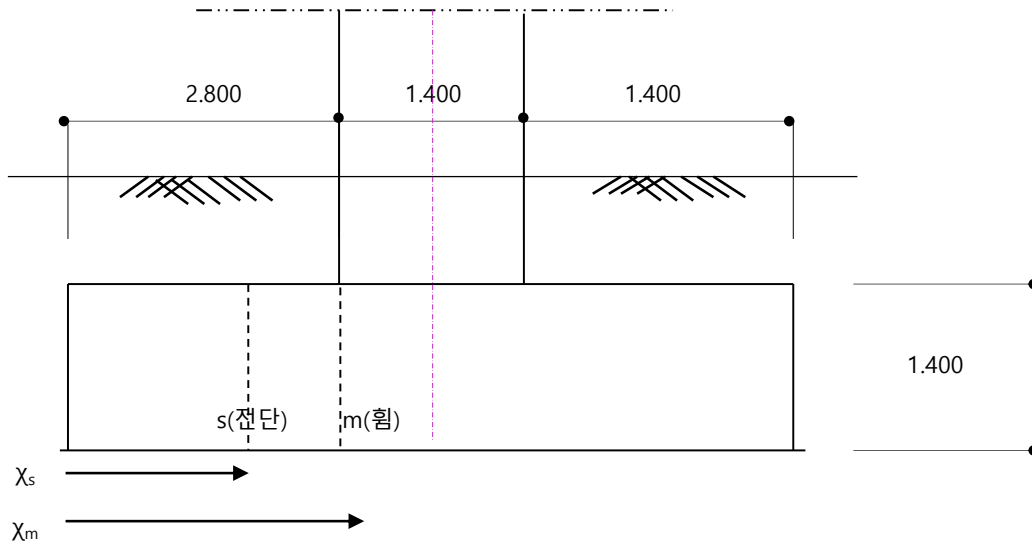
$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 15620 \text{ kN}$$

(C) 뒷굽의 단면검토

① 위험단면 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$X_m =$	2.800 m
전단	$X_s = 2.800 - 1.050/2$	2.275 m

② 위험단면 산정



③ 말뚝의 반력

구 분	계 산 과 정			결 과
	P_{Ni}	x	n	
R1	88.840	x	11	977 kN
R2	35.165	x	11	387 kN
R3		x		
R4		x		
R5		x		

H_{wall} :	기초 상면의 뒷채움 높이	=	7.800	m
$\sum V_i$:	뒷채움 연직하중	=	401.330	kN
$X_{\text{뒷채움}}$		=	4.309	m
P_I :	지표면의 상재하중	=	23.000	kN
$X_{\text{상재}}$:	상재하중 작용위치	=	4.450	m

④ 단면력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
기초자중에 의한 단면력	$M_{기초} = H \times a \times \gamma_c \times a/2$	69 kN·m
	$V_{기초} = H \times b \times \gamma_c$	98 kN
뒷채움재에 의한 단면력	$M_{상재} = \sum V_i \times (X_{뒷채움} - (B-a))$	606 kN·m
	$V_{상재} = H_{wall} \times b \times \gamma_t$	444 kN
상재하중에 의한 단면력	$M_{상재} = P_l \times (X_{상재} - (B-a))$	38 kN·m
	$V_{상재} = q_l \times b$	52 kN
말뚝에 의한 단면력	$M_{지반} = qa \times a^2/2 + (q_{max} - qa)/2 \times a^2 \times 2/3$	2323 kN·m
	$V_{지반} = qb \times b + (q_{max} - qb)/2 \times b$	1364 kN
계수 단면력	$M_u = M_{말뚝} - M_{뒷채움} - M_{기초} - M_{상재}$	1611 kN·m
	$V_u = V_{말뚝} - V_{뒷채움} - V_{기초} - M_{상재}$	770 kN

⑤ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\Phi M_n = 16716 \geq 1611$	O.K
전단	$\Phi V_n = 15620 \geq 770$	O.K

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

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

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

$$b = 18220 \text{ mm} \quad d = 1050 \text{ mm}$$

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

- 휨 검토 1단 : D 22 - 140 ea

$$A_s = 54194 \text{ mm}^2$$

$$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 43.7 \text{ mm}$$

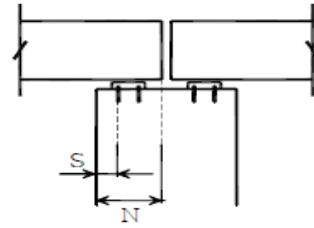
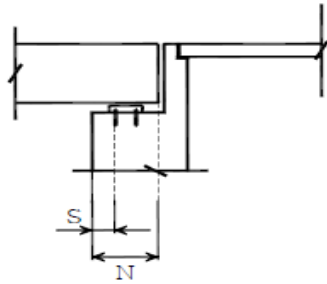
- 전단 검토

$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 15620 \text{ kN}$$

3) 결과 요약

구 분			보유성능	소요성능	S.F	판정
안정성 검토	수평변위		15.000	0.322	46.569	O.K
	연직 압축지지력		15018	89	169.042	O.K
	연직 인발지지력		472	72	6.538	O.K
말뚝 응력 검토	휨인장응력		210.000	0.000	-	O.K
	휨압축응력		210.000	17.745	11.835	O.K
	휨전단응력		120.000	1.677	71.536	O.K
단면 검토	벽체	휨	16716	655	25.533	O.K
		전단	15620	935	16.702	O.K
	압굽	휨	16716	655	25.533	O.K
		전단	15620	935	16.702	O.K
	뒷굽	휨	16716	1611	10.377	O.K
		전단	15620	770	20.284	O.K

13. 지지길이평가



13.1 교대 1

1) 보유성능 : 교각의 받침지지길이 N_C

- $N_C = 1325.00 \text{ mm}$

2) 소요성능 N_D

- $N_D = \text{MAX}[\text{응답변위}, N_{\min}] = \text{MAX} [117.27 , 399.13] = 399.13 \text{ mm}$

- $N_{\min} = (200 + 1.67L + 6.66H) * (1 + 0.000125\theta^2) = 399.13 \text{ mm}$

- $L = 60.00 \text{ m}$ (연속경간장)

- $H = 14.855 \text{ m}$ (총 교각 유효높이 평균길이)

- $\theta = 0^\circ$ (사각)

3) 평가

- $\frac{N_C}{N_D} = \frac{1325}{399} = 3.320 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$

13.2 교대 2

1) 보유성능 : 교각의 받침지지길이 N_C

- $N_C = 1325.00 \text{ mm}$

2) 소요성능 N_D

- $N_D = \text{MAX}[\text{응답변위}, N_{\min}] = \text{MAX} [100.36 , 397.80] = 397.80 \text{ mm}$

- $N_{\min} = (200 + 1.67L + 6.66H) * (1 + 0.000125\theta^2) = 397.80 \text{ mm}$

- $L = 60.00 \text{ m}$ (연속경간장)

- $H = 14.655 \text{ m}$ (총 교각 유효높이 평균길이)

- $\theta = 0^\circ$ (사각)

3) 평가

- $\frac{N_C}{N_D} = \frac{1325}{398} = 3.330 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$