

교량 내진 성능 평가

죽산1교(진천방향)

보강전 내진성능평가 계산서

2023. 07

◆ 목 차 ◆

0. 보강전(연진보강) 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(연진보강) 내진성능평가 결과 요약

- 교각 1

	구분	보유성능		소요성능		평가		
		교축(하단)	교직(하단)	교축(하단)	교직(하단)			
P 1	교각부 연성도평가		교축(하단)	2,717	1,000	2,717	O.K	
			교직(하단)	2,685	1,000	2,685	O.K	
	직접기초 안정성	전도	교축	3,000	0,578	5,193	O.K	
			교직	3,000	0,628	4,776	O.K	
		지지력	교축	23,077	2,000	11,539	O.K	
			교직	22,458	2,000	11,229	O.K	
		활동	교축	16,283	1,200	13,569	O.K	
			교직	10,577	1,200	8,814	O.K	
	기초 단면검토	휨	교축	10,522	6,799	1,548	O.K	
			교직	10,401	7,041	1,477	O.K	
		전단	교축	14,289	3,005	4,755	O.K	
			교직	14,127	3,136	4,505	O.K	
		발침부	본체 (kN)	교축	1,406	444	3,168	O.K
				교직	1,406	506	2,778	O.K
	앵커볼트 (kN)		교축	3,112	222	14,025	O.K	
			교직	3,112	253	12,298	O.K	
	콘크리트 (kN)		교축	779	222	3,509	O.K	
			교직	462	253	1,825	O.K	
	프라이아웃 (kN)	교축	1,490	222	6,712	O.K		
		교직	1,490	253	5,886	O.K		

P 6	구분		보유성능	소요성능	평가	
	교각부 연성도평가	교축(하단)	2,868	1,000	2,868	O.K
		교직(하단)	2,792	1,000	2,792	O.K
	말뚝기초 안정성	수평변위	교축	15,000	0.596	25,174 O.K
			교직	15,000	0.560	26,775 O.K
		연직압축지지력	교축	4,204.9	845.5	4,973 O.K
			교직	4,204.9	845.0	4,976 O.K
		연직인발지지력	교축	495.2	0.0	∞ O.K
			교직	495.2	0.0	∞ O.K
	말뚝응력 검토	휨인장응력	교축	210.0	61.7	3,402 O.K
			교직	210.0	5.4	38,713 O.K
		휨압축응력	교축	210.0	93.0	2,258 O.K
			교직	210.0	149.2	1,407 O.K
		휨전단응력	교축	120.0	4.7	25,680 O.K
			교직	120.0	3.9	30,683 O.K
	기초 단면검토	휨	교축	13,534	7,602	1,780 O.K
			교직	17,666	7,597	2,325 O.K
		전단	교축	13,640	2,832	4,817 O.K
			교직	13,640	2,830	4,820 O.K
	받침부	본체 (kN)	교축	1,595	612	2,605 O.K
			교직	1,595	596	2,678 O.K
		앵커볼트 (kN)	교축	3,112	306	10,168 O.K
			교직	3,112	298	10,452 O.K
		콘크리트 (kN)	교축	800	306	2,613 O.K
			교직	459	298	1,541 O.K
		프라이아웃 (kN)	교축	1,593	306	5,206 O.K
			교직	1,593	298	5,351 O.K

		구분		보유성능	소요성능	평가
A 1	받침부	본체 (kN)	교축	750	209	3,597 O.K
			교직	750	215	3,488 O.K
		앵커볼트 (kN)	교축	2,767	104	26,536 O.K
			교직	2,767	108	25,735 O.K
		콘크리트 (kN)	교축	688	104	6,599 O.K
			교직	478	108	4,444 O.K
		프라이아웃 (kN)	교축	682	104	6,540 O.K
			교직	682	108	6,343 O.K
	안정성 검토	수평변위		15,000	0.557	26,933 O.K
		연직 압축지지력		14,791.9	102.8	143,874 O.K
		연직 인발지지력		446.7	80.8	5,528 O.K
	말뚝 응력 검토	휨인장응력		210.0	0.0	0,000 O.K
		휨압축응력		210.0	22.0	9,535 O.K
		휨전단응력		120.0	2.5	47,825 O.K
	단면 검토	벽체	휨	5,323	374	14,224 O.K
			전단	9,649	684	14,114 O.K
앞굽		휨	5,323	374	14,224 O.K	
		전단	9,649	684	14,114 O.K	
뒷굽		휨	5,323	582	9,145 O.K	
		전단	9,649	464	20,785 O.K	
지지길이(mm)		교축	1,420	905	1,569 O.K	

1. 개요

내진성능평가대상 교량현황			
교량명	죽산1교(진전방향)	준공년도	2015 년
본부/지사	수원국토 관리사무소	발행종류	납면진발침
상부구조		하부구조	
형식	Steel Box Girder	교각형식	T형 교각
교량폭원	10.45m	기초형식	직접기초, 말뚝기초
콘크리트	27Mpa	콘크리트	27Mpa
교량연장	40.0+40.0+55.0+55.0+55.0+55.0+45.0+40.0 = 385.0m		

구분	적용
교량등급	1 등급교 (내진등급)
지진구역계수	0.11
위험도계수	1.40
지반종류	교축 : S2 , 교직 : S2
해석방법	시간이력해석법
고유치 해석	Ritz Vectors
MODE 조합	C.Q.C 방법

단면재료상수

- 콘크리트

1) 설계강도

- ◆ 상부 : fck = 27 Mpa
- ◆ 교각 : fck = 27 Mpa
- ◆ 교대 : fck = 24 Mpa

2) 탄성계수

- fck < 40 : fcu = fck + 4
- fck > 60 : fcu = fck + 6

- ◆ 상부 : Ecs = 8,500 3√ fcu = 8,500 3√ 31 = 26,702 MPa
- ◆ 교각 : Ecp = 8,500 3√ fcu = 8,500 3√ 31 = 26,702 MPa
- ◆ 교대 : Ecp = 8,500 3√ fcu = 8,500 3√ 28 = 25,811 MPa

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, Vs = 65.54N^{0.407}
- for sand soils (풍화잔류토), Vs = 107.94N^{0.418}
- for sand soils (풍화암), Vs = 75.76N^{0.371}
- for sand and silt soils (충적토), Vs = 82.01N^{0.319}
- for Gravel (충적토), Vs = 78.63N^{0.367}

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
탄성 지진력 산정	전체 모델링	프레임 모델링
	상부와 하부의 연결부 상세	GENERAL 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

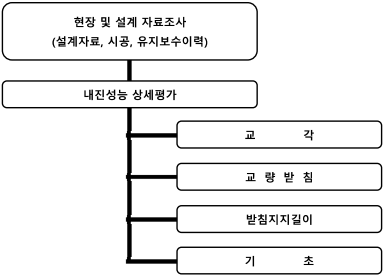
1) 내진성능상세평가 방법

내진성능 상세평가는 내진성능평가 지침에 의거하여 수행한다.

내진성능 상세평가는 교각을 비롯한 교량의 구성요소에 대하여 실시한다.

평가요령은 기존교량의 내진성능 평가 및 향상 요령에 규정된 기준에 준한다.

2) 내진성능 평가항목



3) 참고문헌

내진설계 일반(KDS 17 10 00)(국토교통부, 2018)

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

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

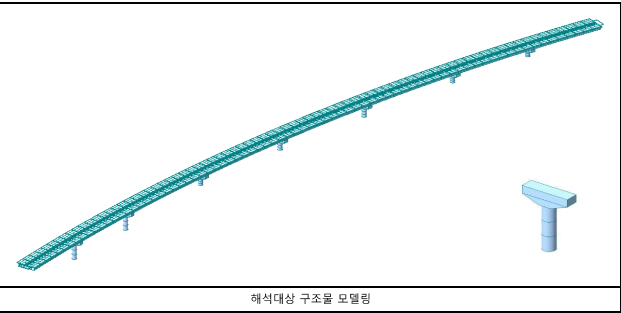
기준 시설물(기초및지반) 내진성능 평가요령(국토교통부, 한국시설안전공단, 2020)

2. 하중산정 및 모델링

2.1 구조해석 모델

- 해석대상 교량 : Steel Box Girder

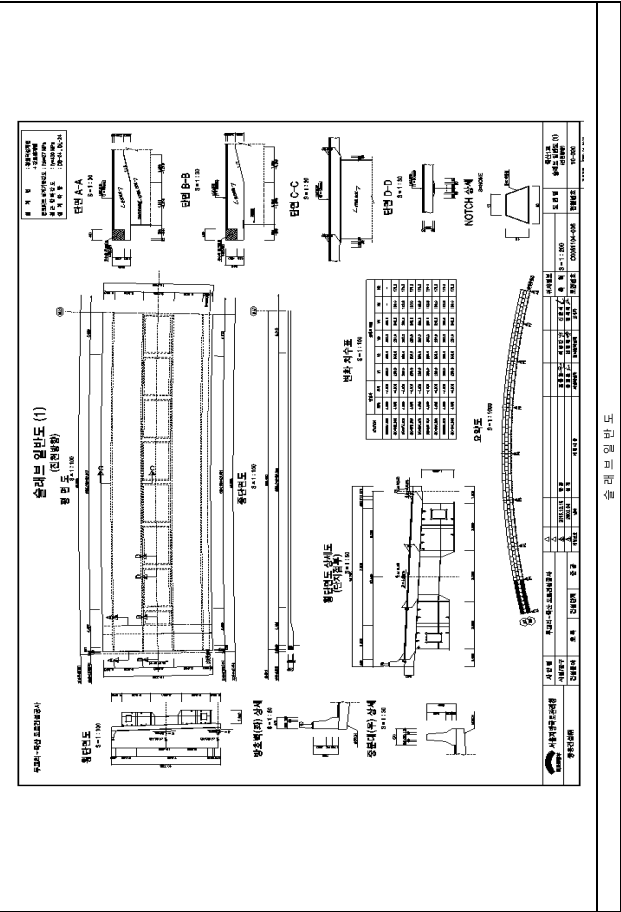
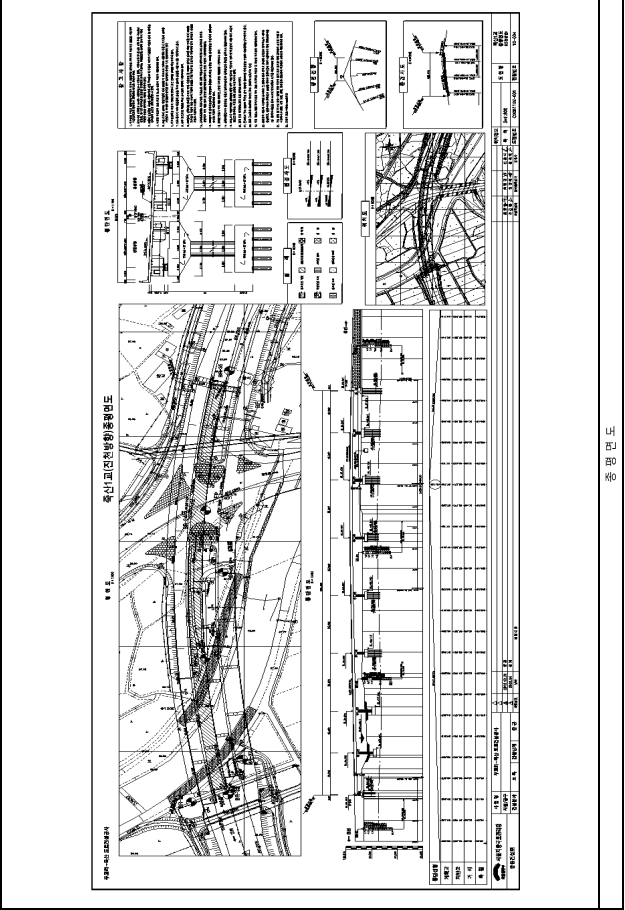
- 적용 받침 : 납면진받침



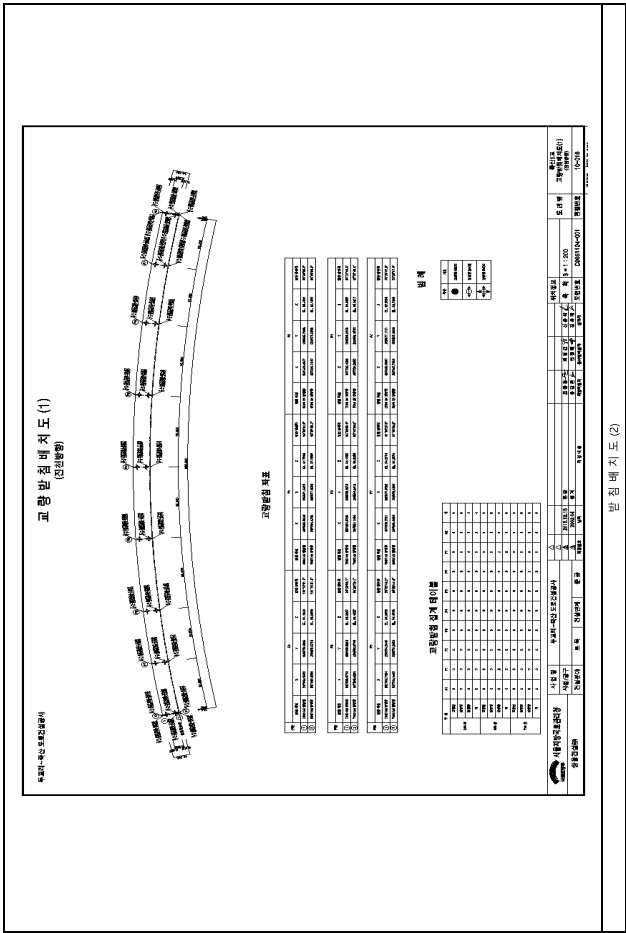
2.2 하중산정 조건

ST고정하중	1,442,815	÷	0.100	÷	385.0	÷	2	=	18.74	kN/m
슬래브	10,450	×	0.29	×	25.0	÷	2	=	37.88	kN/m
포장	9,715	×	0.05	×	23.0	÷	2	=	5.59	kN/m
연석	0.45	×	0.73	×	24.5			=	8.05	kN/m
중분대	0.29	×	0.83	×	24.5			=	5.80	kN/m

2.3 설계도면 자료







3. 고정하중에 대한 해석

3.1 받침 반력

구분	받침 번호	고정하중 (kN)	받침용량 (kN)	판정	수평용량 (kN)	전단 스프링계수 (kN/m)
A1	1	1120.5	2,500	O.K	375.0	-
	2	1101.9	2,500	O.K	375.0	-
P1	1	2905.3	6,000	O.K	703.1	-
	2	2965.3	6,000	O.K	703.1	-
P2	1	3250.1	6,000	O.K	703.1	-
	2	3330.5	6,000	O.K	703.1	-
P3	1	3888.3	7,000	O.K	797.4	-
	2	3996.1	7,000	O.K	797.4	-
P4	1	3718.7	7,000	O.K	797.4	-
	2	3824.0	7,000	O.K	797.4	-
P5	1	3859.9	7,000	O.K	797.4	-
	2	3959.0	7,000	O.K	797.4	-
P6	1	3429.8	7,000	O.K	797.4	-
	2	3522.8	7,000	O.K	797.4	-
P7	1	3125.3	6,000	O.K	703.1	-
	2	3196.4	6,000	O.K	703.1	-
A2	1	1084.3	2,500	O.K	375.0	-
	2	1064.3	2,500	O.K	375.0	-

3.2 교각(기둥당) 반력

교각(개소당)		고정하중(kN)		비고
		기둥상단	기둥하단	
P1	1	7155.99	8163.39	
P2	1	7865.99	8829.69	
P3	1	9169.75	9645.44	
P4	1	8828.05	9359.76	
P5	1	9104.27	9712.38	
P6	1	8237.96	8672.90	
P7	1	7607.07	7940.15	

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	알고 단단한 지반	1~20 이하	260 이상
S3	알고 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 시간이력해석

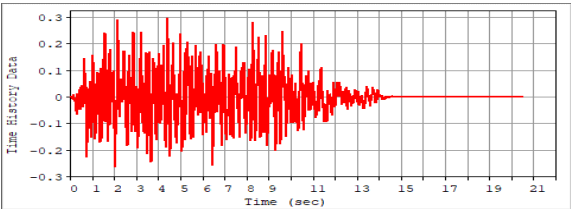
* 인공지진파의 결정

- 시간이력의 응답스펙트럼 값이 설계지반 응답스펙트럼값보다 낮은 주기의 수는 5개 이하이고 낮은 정도는 10% 이내여야 한다.
- 시간이력의 응답스펙트럼을 계산하는 주기의 간격은 스펙트럼 값의 변화가 10% 이상 되지 않을 정도로 충분히 작아야 한다.

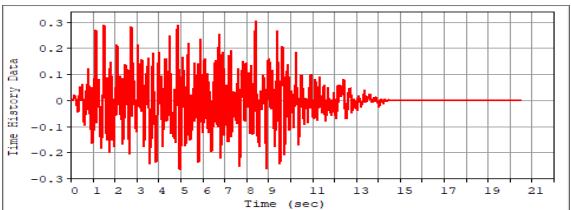
* 지진력리교량에 따른 인공지진파

- Proshake 프로그램을 이용하여 설계스펙트럼에 부합하는 S2지반에서의 인공지진파를 해당 교량 지반특성을 반영하여 부지응답해석을 통해 수정된 인공지진파를 적용하였다.

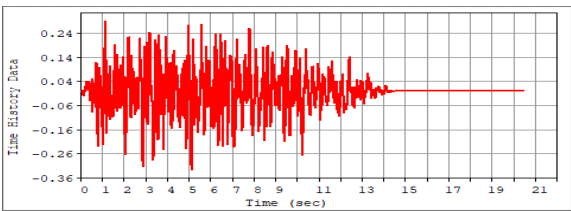
Case1



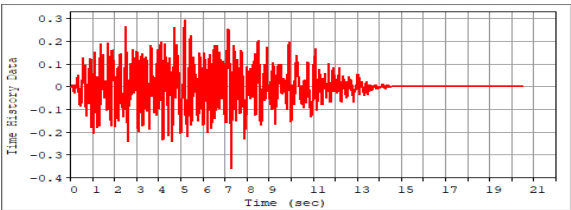
Case2



Case3



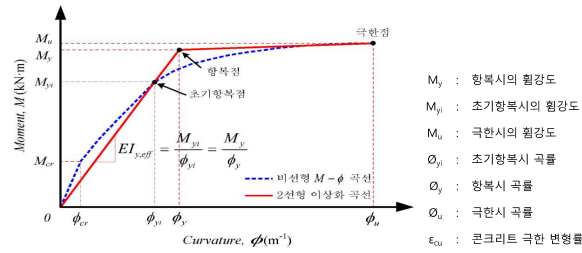
Case4



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} = 27MPa	$\epsilon_{ck}=\epsilon_{cc}$: 콘크리트의 압축변형률	0.0020	-	-
	ϵ_{cu} : 콘크리트의 극한변형률	0.0040	-	-
	$f_{ct}=f_{ct}$: 콘크리트 압축 강도	27	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	D32	CALTRANS SDC
	ϵ_{sp} : 극한시 변형률	0.12500	D35이하	한국도로공사지침
	f _{yk} : 항복강도	300	f _y (MPa)	도로교설계기준
	f _{sk} : 극한강도	440	SD300 (MPa)	KSD3504

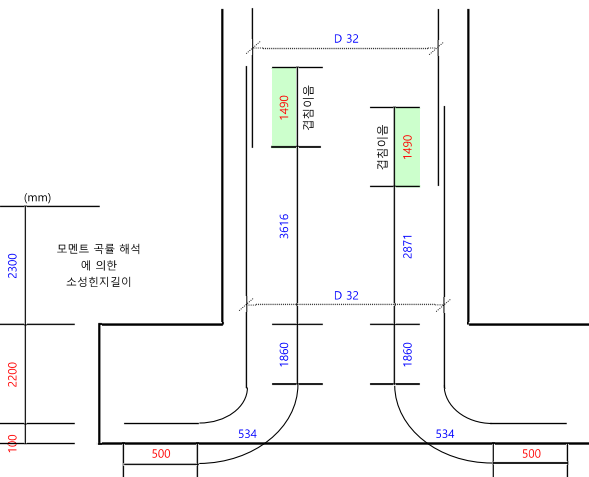
5.4 단면형상

교각 위치	교각단면 형상
교각	

5.5 교각의 겹침이음 판단

lp	교축방향		=	1.258	주철근으로 산정
	①	0.08 He + 0.022 f _y d _{bl}			
	②	0.044 f _y d _{bl}			
	③	D			
	④	H / 6			
	⑤	450mm			
소성힌지길이 산정		=	2.300		

lp	교축직각방향		=	1.374	주철근으로 산정
	①	0.08 He + 0.022 f _y d _{bl}			
	②	0.044 f _y d _{bl}			
	③	D			
	④	H / 6			
	⑤	450mm			
소성힌지길이 산정		=	2.300		



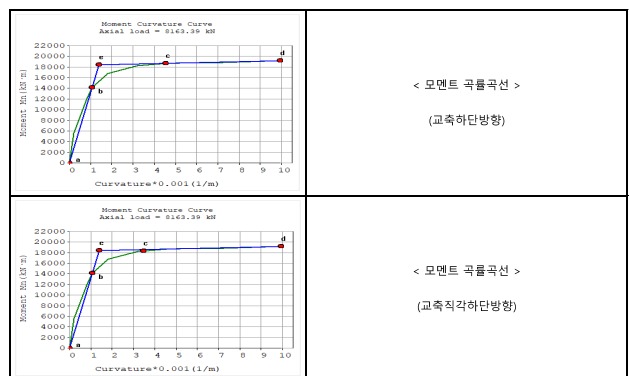
∴ 교각 기둥의 소성구역내 겹침이음이 없음.

축방향철근 상세		콘크리트 극한변형률 ϵ_{cu}		최대공급 변위연성도 $\mu_{\Delta,max}$
종류	배근 상태	비율		
단일 철근	모두	0%	$0.004 + \alpha_{sh} (\alpha_{sh} = (1.4 \rho_{sh} f_{sh} / (f_{cc} \epsilon_{cu}))) = 0.004$	제한 없음
겹침 이음 철근	2단 이상 배근	50%	원형 $\ell_{sp}/D > 0.5$	
			$\ell_{sp}/D \leq 0.5$ 또는 ℓ_{sp} 모를 때	
			사각형	
	1단 배근	100%	원형 $\ell_{sp}/D > 0.5$	
			$\ell_{sp}/D \leq 0.5$ 또는 ℓ_{sp} 모를 때	
			사각형	
			교축방향	

5.6 모멘트-곡률 해석

5.6.1 교각1

1) 교축방향				
초기항복시	모멘트(M _y ⁱ)	14,142 kN·m	곡률(ϕ_y ⁱ)	0.001073 m ⁻¹
항복시	모멘트(M _y ^j)	18,417 kN·m	곡률(ϕ_y ^j)	0.001398 m ⁻¹
극한시	모멘트(M _y ^k)	19,193 kN·m	곡률(ϕ_y ^k)	0.009935 m ⁻¹
2) 교직방향(교각 하단부)				
초기항복시	모멘트(M _y ⁱ)	14,151 kN·m	곡률(ϕ_y ⁱ)	0.001074 m ⁻¹
항복시	모멘트(M _y ^j)	18,413 kN·m	곡률(ϕ_y ^j)	0.001398 m ⁻¹
극한시	모멘트(M _y ^k)	19,153 kN·m	곡률(ϕ_y ^k)	0.009946 m ⁻¹



5.6.1.1 교각의유효강성산정

1) 교축방향				
k^i	I_{eff} / I_y	$= 0.494 / 1.374$	$= 0.359$	
I_{eff}	$= \frac{M_y}{\phi_y E_c}$	$= \frac{18,417}{0.00139755 \times 26,701,736}$	$= 0.494$	
E_c	$= 8,500^3 \sqrt{f_{cu}}$	$= 8,500^3 \sqrt{(27 + 4)}$	$= 26,702$	Mpa
I_y			$= 1,374$	m ⁴
2) 교직방향				
k^i	I_{eff} / I_y	$= 0.493 / 1.374$	$= 0.359$	
I_{eff}	$= \frac{M_y}{\phi_y E_c}$	$= \frac{18,413}{0.00139789 \times 26,701,736}$	$= 0.493$	

$$E_c = 8,500^3 \sqrt{f_{cu}} = 8,500^3 \sqrt{(27 + 4)} = 26,702 \text{ Mpa}$$

$$I_g = 1.374 \text{ m}^4$$

3) 유효강성 산정

$$\therefore \text{교축방향} \quad I_{eff} = k^L \times I_g = 0.359 \quad I_g = 0.494 \text{ m}^4$$

$$\therefore \text{교직방향} \quad I_{eff} = k^T \times I_g = 0.359 \quad I_g = 0.493 \text{ m}^4$$

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

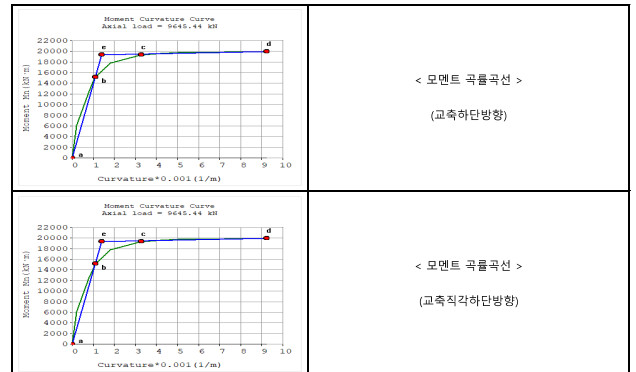
5.6.2 교각3

1) 교축방향

초기항복시	모멘트(M _y ⁱ)	15,121 kN-m	곡률(φ _y ⁱ)	0.001098 m ⁻¹
항복시	모멘트(M _y ^j)	19,343 kN-m	곡률(φ _y ^j)	0.001404 m ⁻¹
극한시	모멘트(M _y ^k)	19,931 kN-m	곡률(φ _y ^k)	0.009212 m ⁻¹

2) 교직방향(교각 하단부)

초기항복시	모멘트(M _y ⁱ)	15,131 kN-m	곡률(φ _y ⁱ)	0.001099 m ⁻¹
항복시	모멘트(M _y ^j)	19,351 kN-m	곡률(φ _y ^j)	0.001406 m ⁻¹
극한시	모멘트(M _y ^k)	19,930 kN-m	곡률(φ _y ^k)	0.009218 m ⁻¹



5.6.2.1 교각의유효강성산정

1) 교축방향

$$k^L = I_{eff} / I_g = 0.516 / 1.374 = 0.376$$

$$I_{eff} = \frac{M_y}{\phi_y E_c} = \frac{19,343}{0.00140439 \times 26,701,736} = 0.516$$

$$E_c = 8,500^3 \sqrt{f_{cu}} = 8,500^3 \sqrt{(27 + 4)} = 26,702 \text{ Mpa}$$

$$I_g = 1.374 \text{ m}^4$$

2) 교직방향

$$k^T = I_{eff} / I_g = 0.516 / 1.374 = 0.375$$

$$I_{eff} = \frac{M_y}{\phi_y E_c} = \frac{19,351}{0.0014056 \times 26,701,736} = 0.516$$

$$E_c = 8,500^3 \sqrt{f_{cu}} = 8,500^3 \sqrt{(27 + 4)} = 26,702 \text{ Mpa}$$

$$I_g = 1.374 \text{ m}^4$$

3) 유효강성 산정

$$\therefore \text{교축방향} \quad I_{eff} = k^L \times I_g = 0.376 \quad I_g = 0.516 \text{ m}^4$$

$$\therefore \text{교직방향} \quad I_{eff} = k^T \times I_g = 0.375 \quad I_g = 0.516 \text{ m}^4$$

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

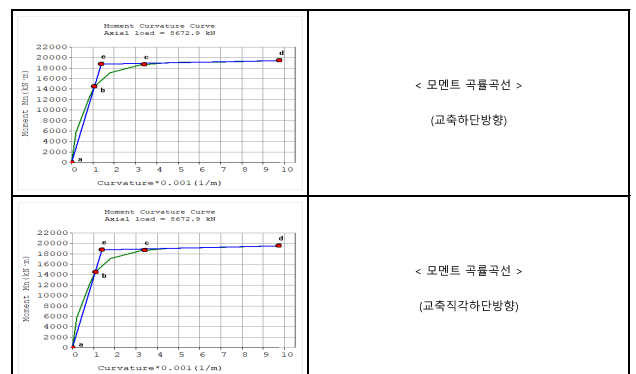
5.6.3 교각6

1) 교축방향

초기항복시	모멘트(M _y ⁱ)	14,478 kN-m	곡률(φ _y ⁱ)	0.001082 m ⁻¹
항복시	모멘트(M _y ^j)	18,742 kN-m	곡률(φ _y ^j)	0.001400 m ⁻¹
극한시	모멘트(M _y ^k)	19,471 kN-m	곡률(φ _y ^k)	0.009763 m ⁻¹

2) 교직방향(교각 하단부)

초기항복시	모멘트(M _y ⁱ)	14,488 kN-m	곡률(φ _y ⁱ)	0.001083 m ⁻¹
항복시	모멘트(M _y ^j)	18,753 kN-m	곡률(φ _y ^j)	0.001402 m ⁻¹
극한시	모멘트(M _y ^k)	19,510 kN-m	곡률(φ _y ^k)	0.009718 m ⁻¹



5.6.3.1 교각의유효강성산정

1) 교축방향

$$k^L = I_{eff} / I_g = 0.501 / 1.374 = 0.365$$

$$I_{eff} = \frac{M_y}{\phi_y E_c} = \frac{18,742}{0.0014002 \times 26,701,736} = 0.501$$

$$E_c = 8,500^3 \sqrt{f_{cu}} = 8,500^3 \sqrt{(27 + 4)} = 26,702 \text{ Mpa}$$

$$I_g = 1.374 \text{ m}^4$$

2) 교직방향

$$k^T = I_{eff} / I_g = 0.501 / 1.374 = 0.365$$

$$I_{eff} = \frac{M_y}{\phi_y E_c} = \frac{18,753}{0.00140159 \times 26,701,736} = 0.501$$

$$E_c = 8,500 \sqrt{f_{cu}} = 8,500 \sqrt{27 + 4} = 26,702 \text{ Mpa}$$

$$I_g = 1.374 \text{ m}^4$$

3) 유효강성 산정

$$\therefore \text{교축방향} \quad I_{eff} = k^L \times I_g = 0.365 I_g = 0.501 \text{ m}^4$$

$$\therefore \text{교직방향} \quad I_{eff} = k^T \times I_g = 0.365 I_g = 0.501 \text{ m}^4$$

- 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

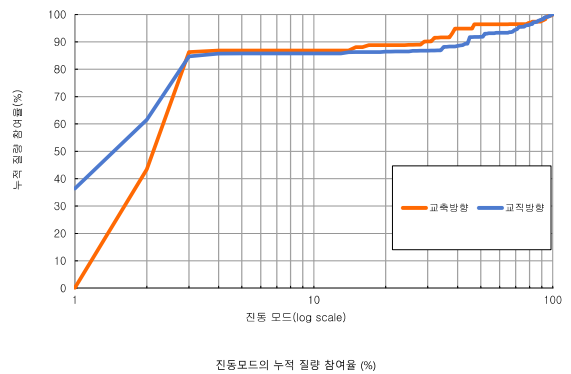
- 기둥의 유효단면 2차모멘트는 '붕괴방지수준'에 대한 탄성자진력 산정시 적용

6. 고유치 해석

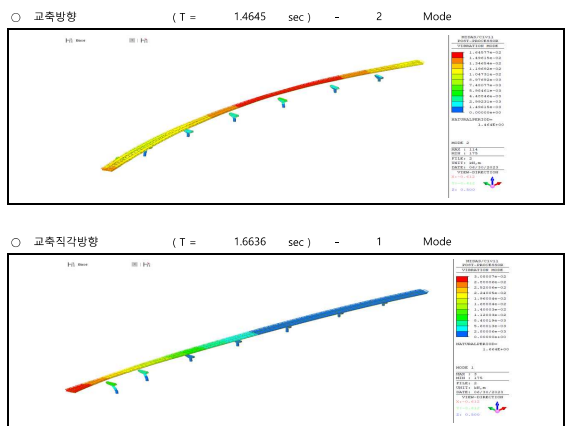
6.1 해석 결과

모드	주기 (sec)	INDIVIDUAL MODE (%)			CUMULATIVE SUM (%)			비고
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ	
1	1.66	0.13	36.42	0.00	0.13	36.42	0.00	
2	1.46	43.33	25.15	0.00	43.45	61.56	0.00	
3	1.45	42.83	23.18	0.00	86.29	84.74	0.00	
4	1.35	0.55	0.98	0.00	86.83	85.72	0.00	
5	1.09	0.00	0.05	0.00	86.83	85.77	0.00	
6	0.81	0.00	0.00	0.00	86.84	85.77	0.00	
7	0.72	0.00	0.04	0.00	86.84	85.81	0.00	
8	0.68	0.00	0.00	1.00	86.84	85.81	1.00	
9	0.56	0.00	0.00	0.02	86.84	85.81	1.03	
10	0.48	0.00	0.00	0.00	86.84	85.81	1.03	
11	0.48	0.00	0.00	11.25	86.84	85.81	12.28	
12	0.43	0.00	0.00	8.86	86.84	85.81	21.14	
13	0.41	0.00	0.00	2.28	86.84	85.81	23.42	
14	0.39	0.01	0.42	0.00	86.85	86.23	23.42	
15	0.37	1.23	0.02	0.03	88.08	86.25	23.44	
16	0.34	0.00	0.00	0.00	88.08	86.26	23.45	
17	0.34	0.71	0.02	0.01	88.79	86.28	23.46	
18	0.34	0.02	0.00	0.01	88.81	86.28	23.47	
19	0.33	0.00	0.00	18.26	88.81	86.28	41.73	
20	0.31	0.00	0.22	0.00	88.81	86.50	41.73	
21	0.29	0.00	0.00	17.20	88.81	86.50	58.92	
22	0.29	0.00	0.03	0.01	88.81	86.53	58.93	
23	0.26	0.00	0.01	0.00	88.81	86.54	58.93	
24	0.26	0.00	0.00	0.00	88.81	86.54	58.93	
25	0.24	0.09	0.00	0.00	88.91	86.54	58.93	
26	0.23	0.00	0.19	0.00	88.91	86.73	58.93	
27	0.22	0.06	0.00	0.02	88.97	86.73	58.95	
28	0.21	0.00	0.04	0.00	88.97	86.77	58.95	
29	0.21	1.19	0.00	0.01	90.16	86.77	58.96	
30	0.20	0.02	0.00	0.33	90.18	86.77	59.28	
31	0.20	0.00	0.10	0.00	90.19	86.87	59.28	
32	0.19	1.32	0.00	0.00	91.51	86.87	59.28	
33	0.19	0.00	0.04	0.00	91.51	86.91	59.29	
34	0.19	0.09	0.00	0.01	91.60	86.91	59.30	
35	0.18	0.03	1.31	0.00	91.62	88.22	59.30	
36	0.17	0.01	0.00	0.06	91.64	88.22	59.36	
37	0.17	0.00	0.09	0.00	91.64	88.31	59.36	
38	0.17	1.48	0.01	0.00	93.12	88.31	59.36	
39	0.17	1.72	0.02	0.00	94.83	88.33	59.36	
40	0.16	0.01	0.23	0.00	94.84	88.56	59.36	
41	0.16	0.00	0.15	0.00	94.84	88.72	59.36	
42	0.16	0.00	0.12	0.00	94.84	88.83	59.36	
43	0.14	0.00	0.52	0.00	94.85	89.36	59.36	
44	0.14	0.00	0.00	0.00	94.85	89.36	59.36	
45	0.14	0.00	2.42	0.00	94.85	91.78	59.36	
46	0.14	0.00	0.01	0.00	94.85	91.79	59.36	
47	0.13	1.58	0.04	0.00	96.43	91.83	59.36	
48	0.13	0.00	0.00	0.03	96.43	91.83	59.39	
49	0.12	0.02	0.00	0.00	96.45	91.83	59.39	
50	0.12	0.00	0.04	0.00	96.45	91.87	59.39	

6.2 모드별 질량 참여율 그래프



6.3 주요 모드 형상 (Mode Shape)



51	0.12	0.00	0.00	0.16	96.45	91.88	59.55	
52	0.12	0.02	1.13	0.00	96.46	93.01	59.55	
53	0.11	0.00	0.00	0.38	96.46	93.01	59.93	
54	0.11	0.00	0.17	0.01	96.46	93.18	59.93	
55	0.11	0.00	0.00	0.02	96.46	93.18	59.96	
56	0.11	0.00	0.00	0.00	96.47	93.18	59.96	
57	0.11	0.00	0.00	0.29	96.47	93.18	60.25	
58	0.10	0.00	0.13	0.00	96.47	93.31	60.25	
59	0.10	0.00	0.00	0.00	96.47	93.31	60.25	
60	0.10	0.00	0.00	0.00	96.47	93.31	60.25	
61	0.10	0.00	0.00	0.00	96.47	93.31	60.25	
62	0.10	0.00	0.00	7.02	96.47	93.31	67.27	
63	0.10	0.00	0.00	0.00	96.47	93.31	67.27	
64	0.09	0.00	0.00	0.00	96.47	93.31	67.27	
65	0.09	0.00	0.02	0.00	96.47	93.33	67.27	
66	0.09	0.00	0.23	0.00	96.48	93.56	67.27	
67	0.08	0.00	0.00	0.00	96.48	93.56	67.27	
68	0.08	0.00	0.16	0.00	96.48	93.72	67.27	
69	0.08	0.01	0.49	0.00	96.48	94.22	67.27	
70	0.08	0.00	0.28	0.01	96.49	94.49	67.28	
71	0.07	0.00	0.17	0.01	96.49	94.67	67.29	
72	0.07	0.00	0.74	0.08	96.49	95.41	67.37	
73	0.07	0.00	0.10	0.29	96.49	95.51	67.66	
74	0.07	0.00	0.00	0.04	96.49	95.51	67.70	
75	0.07	0.00	0.04	0.00	96.49	95.55	67.70	
76	0.06	0.00	0.00	0.07	96.49	95.55	67.77	
77	0.06	0.00	0.41	0.02	96.49	95.96	67.78	
78	0.06	0.00	0.13	0.07	96.50	96.09	67.85	
79	0.05	0.39	0.00	0.00	96.89	96.09	67.85	
80	0.05	0.06	0.21	0.02	96.95	96.30	67.88	
81	0.05	0.03	0.17	0.01	96.97	96.48	67.88	
82	0.05	0.41	0.04	0.00	97.38	96.51	67.89	
83	0.05	0.00	0.66	0.00	97.38	97.17	67.89	
84	0.05	0.00	0.00	0.00	97.39	97.17	67.89	
85	0.04	0.00	0.06	0.02	97.39	97.23	67.91	
86	0.04	0.00	0.14	0.00	97.39	97.37	67.91	
87	0.04	0.00	0.34	0.01	97.39	97.70	67.92	
88	0.04	0.00	0.12	0.01	97.40	97.82	67.92	
89	0.03	0.00	0.25	0.01	97.40	98.07	67.93	
90	0.03	0.36	0.00	0.00	97.76	98.07	67.93	
91	0.03	0.00	0.42	0.01	97.76	98.49	67.94	
92	0.02	0.44	0.01	0.00	98.20	98.50	67.95	
93	0.02	0.00	0.62	0.00	98.20	99.11	67.95	
94	0.02	0.74	0.00	0.00	98.94	99.11	67.95	
95	0.02	0.43	0.00	0.00	99.37	99.12	67.95	
96	0.01	0.01	0.07	0.00	99.38	99.19	67.95	
97	0.01	0.00	0.41	0.00	99.38	99.60	67.95	
98	0.01	0.24	0.00	0.00	99.62	99.60	67.95	
99	0.01	0.01	0.36	0.00	99.63	99.96	67.95	
100	0.01	0.34	0.00	0.00	99.97	99.97	67.96	

7. 지진 해석

- 선정된 유요강성을 구조해석 모델에 적용하여, 지진해석을 수행

7.1 교축방향 해석 (X방향)

구분	교축방향			교직방향		
	상부변위	교각하단	교각상단	상부변위	교각하단	교각상단
	(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN-m)	(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN-m)
A1	24.86	0	0	23.90	0	0
P1	25.09	432	5786	26.96	681	5901
P2	25.16	421	5240	29.26	725	5777
P3	24.61	926	6277	29.35	1007	7352
P4	24.35	889	6406	26.56	935	7575
P5	24.05	888	6756	25.68	1007	8008
P6	23.64	965	5712	22.71	822	6076
P7	23.24	931	5871	19.36	823	4841
A2	23.14	0	0	21.83	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	22.95	407	1309	23.43	550	2234
P2	19.74	434	1386	23.73	550	2887
P3	8.83	877	2466	11.33	980	4742
P4	10.72	842	2420	12.72	912	3851
P5	13.55	831	2221	15.72	921	3893
P6	7.49	904	2199	9.06	789	4128
P7	5.79	929	2659	5.07	703	3121
A2	0.00	0	0	0.00	0	0

7.2 교직방향 해석 (Y방향)

구분	교축방향			교직방향		
	상부변위	교각하단	교각상단	상부변위	교각하단	교각상단
	(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN-m)	(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN-m)
A1	24.86	0	0	23.90	0	0
P1	25.09	432	5786	26.96	681	5901
P2	25.16	421	5240	29.26	725	5777
P3	24.61	926	6277	29.35	1007	7352
P4	24.35	889	6406	26.56	935	7575
P5	24.05	888	6756	25.68	1007	8008
P6	23.64	965	5712	22.71	822	6076
P7	23.24	931	5871	19.36	823	4841
A2	23.14	0	0	21.83	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	22.95	407	1309	23.43	550	2234
P2	19.74	434	1386	23.73	550	2887
P3	8.83	877	2466	11.33	980	4742
P4	10.72	842	2420	12.72	912	3851
P5	13.55	831	2221	15.72	921	3893
P6	7.49	904	2199	9.06	789	4128
P7	5.79	929	2659	5.07	703	3121
A2	0.00	0	0	0.00	0	0

7.3 고정하중 해석

구분	상단 축력 (kN)	교축방향		하단 축력 (kN)	교축방향	
		교각하단	교각상단		교각하단	교각상단
		전단력(kN)	모멘트(kN-m)		전단력(kN)	모멘트(kN-m)
A1	0	0	0	0	0	0
P1	7,156	15	195	8,163	2	120
P2	7,866	22	274	8,830	4	169
P3	9,170	11	92	9,645	2	333
P4	8,828	2	16	9,360	0	302
P5	9,104	8	73	9,712	3	256
P6	8,238	22	168	8,673	0	262
P7	7,607	15	98	7,940	0	199
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	0.95	15	48	0.65	2	143
P2	0.95	22	70	1.14	4	202
P3	0.17	11	39	0.61	2	324
P4	0.03	2	5	0.68	0	304
P5	0.18	8	25	0.70	3	272
P6	0.17	22	72	0.47	0	264
P7	0.13	15	48	0.22	0	200
A2	0.00	0	0	0.00	0	0

8. 하중조합에 따른 단면력

8.1 하부구조별 하중조합

P1 교각 (기둥)

1) 해석결과

부재력	지진시	
	교축력	교직력
상단축력(kN)	7,156.0	
하단축력(kN)	8,163.4	
상단변위(mm)	23.0	23.4
상단전단력(kN)	406.7	549.8
하단전단력(kN)	432.3	681.3
상단모멘트(kN-m)	1,308.5	2,233.5
하단모멘트(kN-m)	5,786.4	5,900.9

2) 하중경우별 해석결과 (고정하중)

부재력	하중경우	
	교축력	교직력
상단축력(kN)	7,156.0	
하단축력(kN)	8,163.4	
상단변위(mm)	1.0	0.7
상단전단력(kN)	14.9	2.3
하단전단력(kN)	14.9	2.3
상단모멘트(kN-m)	47.6	142.8
하단모멘트(kN-m)	194.9	120.0

3) 방향별 하중조합

부재력	교축방향	교직방향	기호
	교축 조합력	교직 조합력	
상단축력(kN)	7,156.0	7,156.0	P
하단축력(kN)	8,163.4	8,163.4	Pbot
상단변위(mm)	30.8	31.1	[ΔE]comb
상단전단력(kN)	543.5	717.0	[VE]comb,Top
하단전단력(kN)	576.8	888.0	[VE]comb,Bot
상단모멘트(kN-m)	1,748.7	3,046.3	[ME]comb
하단모멘트(kN-m)	7,717.2	7,791.1	[ME]comb

P2 교각 (기동)

1) 해석결과			
부재력	지진시		
	교축력	교직력	
상단축력(kN)	7,866.0		
하단축력(kN)	8,829.7		
상단변위(mm)	19.7	23.7	
상단전단력(kN)	434.2	549.9	
하단전단력(kN)	420.7	724.8	
상단모멘트(kN-m)	1,386.1	2,887.2	
하단모멘트(kN-m)	5,240.4	5,776.8	
2) 하중경우별 해석결과 (고정하중)			
부재력	하중경우		
	교축력	교직력	
상단축력(kN)	7,866.0		
하단축력(kN)	8,829.7		
상단변위(mm)	0.9	1.1	
상단전단력(kN)	21.5	3.5	
하단전단력(kN)	21.5	3.5	
상단모멘트(kN-m)	70.1	202.0	
하단모멘트(kN-m)	273.6	168.6	
3) 방향별 하중조합			
부재력	교축방향	교직방향	기호
	교축 조합력	교직 조합력	
상단축력(kN)	7,866.0	7,866.0	P
하단축력(kN)	8,829.7	8,829.7	Pbot
상단변위(mm)	26.6	32.0	[ΔE]comb
상단전단력(kN)	586.0	718.5	[VE]comb,Top
하단전단력(kN)	568.4	945.8	[VE]comb,Bot
상단모멘트(kN-m)	1,872.0	3,955.4	[ME]comb
하단모멘트(kN-m)	7,086.1	7,678.4	[ME]comb

P3 교각 (기동)

1) 해석결과			
부재력	지진시		
	교축력	교직력	
상단축력(kN)	9,169.8		
하단축력(kN)	9,645.4		
상단변위(mm)	8.8	11.3	
상단전단력(kN)	877.2	979.8	
하단전단력(kN)	926.3	1,006.8	
상단모멘트(kN-m)	2,465.9	4,742.0	
하단모멘트(kN-m)	6,276.7	7,351.6	
2) 하중경우별 해석결과 (고정하중)			
부재력	하중경우		
	교축력	교직력	
상단축력(kN)	9,169.8		
하단축력(kN)	9,645.4		
상단변위(mm)	0.2	0.6	
상단전단력(kN)	11.4	1.8	
하단전단력(kN)	11.4	1.8	
상단모멘트(kN-m)	39.2	324.4	
하단모멘트(kN-m)	92.3	332.6	
3) 방향별 하중조합			
부재력	교축방향	교직방향	기호
	교축 조합력	교직 조합력	
상단축력(kN)	9,169.8	9,169.8	P
하단축력(kN)	9,645.4	9,645.4	Pbot
상단변위(mm)	11.6	15.3	[ΔE]comb
상단전단력(kN)	1,151.8	1,275.5	[VE]comb,Top
하단전단력(kN)	1,215.5	1,310.6	[VE]comb,Bot
상단모멘트(kN-m)	3,244.8	6,488.9	[ME]comb
하단모멘트(kN-m)	8,252.0	9,889.7	[ME]comb

P4 교각 (기동)

1) 해석결과			
부재력	지진시		
	교축력	교직력	
상단축력(kN)	8,828.1		
하단축력(kN)	9,359.8		
상단변위(mm)	10.7	12.7	
상단전단력(kN)	842.1	911.7	
하단전단력(kN)	888.9	934.6	
상단모멘트(kN-m)	2,420.2	3,851.1	
하단모멘트(kN-m)	6,406.3	7,575.2	
2) 하중경우별 해석결과 (고정하중)			
부재력	하중경우		
	교축력	교직력	
상단축력(kN)	8,828.1		
하단축력(kN)	9,359.8		
상단변위(mm)	0.0	0.7	
상단전단력(kN)	2.1	0.3	
하단전단력(kN)	2.1	0.3	
상단모멘트(kN-m)	4.9	303.5	
하단모멘트(kN-m)	15.6	302.1	
3) 방향별 하중조합			
부재력	교축방향	교직방향	기호
	교축 조합력	교직 조합력	
상단축력(kN)	8,828.1	8,828.1	P
하단축력(kN)	9,359.8	9,359.8	Pbot
상단변위(mm)	14.0	17.2	[ΔE]comb
상단전단력(kN)	1,096.7	1,185.5	[VE]comb,Top
하단전단력(kN)	1,157.6	1,215.3	[VE]comb,Bot
상단모멘트(kN-m)	3,151.2	5,309.9	[ME]comb
하단모멘트(kN-m)	8,343.7	10,149.9	[ME]comb

P5 교각 (기동)

1) 해석결과			
부재력	지진시		
	교축력	교직력	
상단축력(kN)	9,104.3		
하단축력(kN)	9,712.4		
상단변위(mm)	13.6	15.7	
상단전단력(kN)	831.4	920.8	
하단전단력(kN)	887.9	1,007.4	
상단모멘트(kN-m)	2,220.8	3,892.5	
하단모멘트(kN-m)	6,756.0	8,007.8	
2) 하중경우별 해석결과 (고정하중)			
부재력	하중경우		
	교축력	교직력	
상단축력(kN)	9,104.3		
하단축력(kN)	9,712.4		
상단변위(mm)	0.2	0.7	
상단전단력(kN)	8.0	2.7	
하단전단력(kN)	8.0	2.7	
상단모멘트(kN-m)	24.9	271.8	
하단모멘트(kN-m)	72.6	255.8	
3) 방향별 하중조합			
부재력	교축방향	교직방향	기호
	교축 조합력	교직 조합력	
상단축력(kN)	9,104.3	9,104.3	P
하단축력(kN)	9,712.4	9,712.4	Pbot
상단변위(mm)	17.8	21.1	[ΔE]comb
상단전단력(kN)	1,088.8	1,199.7	[VE]comb,Top
하단전단력(kN)	1,162.3	1,312.3	[VE]comb,Bot
상단모멘트(kN-m)	2,912.0	5,332.1	[ME]comb
하단모멘트(kN-m)	8,855.4	10,665.9	[ME]comb

P6 교각 (기둥)

1) 해석결과

부재력	지진시	
	교축력	교직력
상단축력(kN)	8,238.0	
하단축력(kN)	8,672.9	
상단변위(mm)	7.5	9.1
상단전단력(kN)	904.1	789.3
하단전단력(kN)	964.9	821.7
상단모멘트(kN-m)	2,199.4	4,128.1
하단모멘트(kN-m)	5,711.9	6,075.7

2) 하중경우별 해석결과 (고정하중)

부재력	하중경우	
	교축력	교직력
상단축력(kN)	8,238.0	
하단축력(kN)	8,672.9	
상단변위(mm)	0.2	0.5
상단전단력(kN)	22.5	0.5
하단전단력(kN)	22.5	0.5
상단모멘트(kN-m)	71.6	264.1
하단모멘트(kN-m)	167.6	262.1

3) 방향별 하중조합

부재력	교축방향	교직방향	기호
	교축 조합력	교직 조합력	
상단축력(kN)	8,238.0	8,238.0	P
하단축력(kN)	8,672.9	8,672.9	Pbot
상단변위(mm)	9.9	12.2	[ΔE]comb
상단전단력(kN)	1,197.8	1,026.5	[VE]comb,Top
하단전단력(kN)	1,276.8	1,068.6	[VE]comb,Bot
상단모멘트(kN-m)	2,930.9	5,630.6	[ME]comb
하단모멘트(kN-m)	7,593.0	8,160.5	[ME]comb

P7 교각 (기둥)

1) 해석결과

부재력	지진시	
	교축력	교직력
상단축력(kN)	7,607.1	
하단축력(kN)	7,940.2	
상단변위(mm)	5.8	5.1
상단전단력(kN)	928.7	702.6
하단전단력(kN)	930.6	823.4
상단모멘트(kN-m)	2,659.0	3,120.8
하단모멘트(kN-m)	5,870.6	4,841.5

2) 하중경우별 해석결과 (고정하중)

부재력	하중경우	
	교축력	교직력
상단축력(kN)	7,607.1	
하단축력(kN)	7,940.2	
상단변위(mm)	0.1	0.2
상단전단력(kN)	15.3	0.3
하단전단력(kN)	15.3	0.3
상단모멘트(kN-m)	47.8	199.7
하단모멘트(kN-m)	97.8	198.8

3) 방향별 하중조합

부재력	교축방향	교직방향	기호
	교축 조합력	교직 조합력	
상단축력(kN)	7,607.1	7,607.1	P
하단축력(kN)	7,940.2	7,940.2	Pbot
상단변위(mm)	7.7	6.8	[ΔE]comb
상단전단력(kN)	1,222.6	913.7	[VE]comb,Top
하단전단력(kN)	1,225.0	1,070.7	[VE]comb,Bot
상단모멘트(kN-m)	3,504.5	4,256.7	[ME]comb
하단모멘트(kN-m)	7,729.6	6,492.7	[ME]comb

8.2 기둥당 부재력 집계 (30% 규정 적용)

교각		하단축력(kN)	하단전단력(kN)	하단모멘트(kN-m)
P1	교축	8163.4	576.8	7717.2
	교직	8163.4	888.0	7791.1
P2	교축	8829.7	568.4	7086.1
	교직	8829.7	945.8	7678.4
P3	교축	9645.4	1215.5	8252.0
	교직	9645.4	1310.6	9889.7
P4	교축	9359.8	1157.6	8343.7
	교직	9359.8	1215.3	10149.9
P5	교축	9712.4	1162.3	8855.4
	교직	9712.4	1312.3	10665.9
P6	교축	8672.9	1276.8	7593.0
	교직	8672.9	1068.6	8160.5
P7	교축	7940.2	1225.0	7729.6
	교직	7940.2	1070.7	6492.7

8.3 받침부 개당 부재력 집계 (30% 규정 적용)

교각	교축력	교직력
A1	105	108
P1	234	253
P2	211	223
P3	375	352
P4	366	321
P5	350	332
P6	306	298
P7	314	274
A2	99	97

8.4 받침부 전체 부재력 집계 (30% 규정 적용)

교각	교축력	교직력
A1	209	215
P1	444	506
P2	418	445
P3	747	701
P4	726	642
P5	699	664
P6	612	596
P7	628	544
A2	198	194

9. 교각부 평가

9.1 교각 1

9.1.1 교각 거동 특성값

구 분	교축방향	교직방향	비고
거동형태	1	1	1 : 쉐일레버식 2 : 라멘식 (켄틸레버식) (켄틸레버식)
	(켄틸레버식)	(켄틸레버식)	
굽이음 판단	3	3	1:100%, 2:50%, 3:0%
교각높이 H (m)	9.890	9.890	교각높이
교각유효높이 H _e (m)	13.090	14.540	교각-상부구조 도심
진동주기(sec)	1.464	1.664	해석결과

9.1.2 휨성능 곡선 산정

1) 교축방향

$$\begin{aligned} \bullet F_u^L &= M_u^L / H_e &= 18,417 &/& 13.090 &= 1,406.914 \text{ kN} \\ \bullet F_u^R &= M_u^R / H_e &= 19,193 &/& 13.090 &= 1,466.226 \text{ kN} \end{aligned}$$

2) 교축직각방향

$$\begin{aligned} \bullet F_y^T &= M_y^T / H_e &= 18,413 &/& 14.540 &= 1,266.369 \text{ kN} \\ \bullet F_u^L &= M_u^L / H_e &= 19,153 &/& 14.540 &= 1,317.290 \text{ kN} \end{aligned}$$

F_y^L, F_y^T : 교각의 항복시 교축 및 교축직각방향 횡단면강도(kN)
 F_u^L, F_u^R : 교각의 극한상태시 교축 및 교축직각방향 횡단면강도(kN)

M_u^L, M_y^T : 교각의 항복시 항복휨모멘트(kN-m)

M_u^L, M_u^R : 교각의 극한상태시 공칭휨모멘트(kN-m)

H_e : 교각의 하중작용점 높이, m

9.1.3 교각의 변위 및 공극연성도 산정

1) 교축방향

① 항복변위(Δ_p)

$$\bullet \Delta_p^L = \frac{\Phi_p^L H_e^2}{3} = \frac{0.00140}{3} \times \frac{13.090^2}{3} = 0.0798 \text{ m}$$

② 소성변위(Δ_p)

$$\begin{aligned} \bullet L_p^L &= 0.08 H_e + 0.022 f_y d_d &= 0.08 \times 13.09 + 0.022 \times 300 \times 0.032 &= 1.257 \text{ m} \\ &\geq 0.044 f_y d_d &= 0.044 \times 300 \times 0.032 &= 0.422 \text{ m} \\ \bullet \theta_p^L &= (\Phi_p^L - \Phi_y^L) L_p^L &= (0.00993 - 0.00140) \times 1.257 &= 0.0107 \\ \bullet \Delta_p^L &= (M_u^L / m_y - 1) \Delta_p^L + \theta_p^L (H_e^L - L_p^L / 2) \\ &= \left(\frac{19,193}{18,417} - 1 \right) \times 0.07982 + 0.01073 \times \left(13.090 - \frac{1.257}{2} \right) \\ &= 0.1371 \text{ m} \end{aligned}$$

③ 극한변위(Δ_u^L)

$$\bullet \Delta_u^L = \Delta_p^L + \Delta_p^L = 0.07980 + 0.13710 = 0.2169 \text{ m}$$

④ 공급연성도

• 공급변위연성도 $\mu_{dc}^h = \frac{\Delta_y^L}{\Delta_y^I} = \frac{0.2169}{0.0798} = 2.717$ (제한없음)

$= 2.717$

⑤ 교각의 공급연성도

교각의 공급연성도는 평가요령에 따라 **2.717** 로 제한
(휨파괴보다 전단파괴가 먼저 일어날시 연성도는 1.0으로 측정한다.)

2) 교축직각방향

- 교축직각방향 하단

① 항복변위(Δ_y^I)

• $\Delta_y^I = \frac{\Phi_y^T H_e^2}{3} = \frac{0.00140}{3} \times \frac{14.540^2}{3} = 0.0985 \text{ m}$

② 소성변위(Δ_p)

• $l_p^T = 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{st} = 0.08 \times 14.54 + 0.022 \times 300 \times 0.032 = 1.373 \text{ m}$
 $\geq 0.044 f_y d_{st} = 0.044 \times 300 \times 0.032 = 0.422 \text{ m}$

• $\theta_p^T = (\Phi_y^T - \Phi_y^I) l_p^T = (0.00995 - 0.00140) \times 1.373 = 0.01170$

• $\Delta_p^T = (M_0^T / m_y^T - 1) \Delta_y^T + \theta_p^T (H_e^T - l_p^T / 2)$
 $= (\frac{19.153}{18.413} - 1) \times 0.09851 + 0.01170 \times (14.540 - \frac{1.373}{2})$
 $= 0.1660 \text{ m}$

③ 극한변위(Δ_u^T)

• $\Delta_u^T = \Delta_y^T + \Delta_p^T = 0.0985 + 0.1660 = 0.2645 \text{ m}$

④ 공급연성도

• 공급변위연성도 $\mu_{dc} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = \frac{0.26450}{0.09851} = 2.685$ (제한없음)

$= 2.685$

⑤ 교각의 공급연성도

교각의 공급연성도는 평가요령에 따라 **2.685** 로 제한
(휨파괴보다 전단파괴가 먼저 일어날시 연성도는 1.0으로 측정한다.)

구 분	교축방향				비고		
	항복시(y)	극한시(u)	항복시(y)	극한시(u)			
휨강도 F (kN)	1407	1466	1266	1317			
변위 Δ (mm)	0.0798	0.2169	0.0985	0.2645			

휨강도, 항복 및 극한변위

9.1.4 전단성능곡선 선정

1) 교축방향 (V_d)

① 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_c)

- 변위연성도 $\mu_d \leq 2.0$ 인 경우 V_d)

$V_c = k \sqrt{f_{cu}} A_e = 0.300 \times \sqrt{27} \times 3.3238 = 5.181 \text{ kN}$
 $k = 0.228 \text{ (} k=0.3-0.1(\mu_d-2), \text{ 단 } \mu_d \leq 2.0 \text{ 이면 } k=0.3)$
 $A_e = 0.8 \times A_{gross} = 0.8 \times 4.155 = 3.3238 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$
 - 변위연성도 $\mu_d \geq 5.0$ 인 경우 V_d)
 $V_c = k \sqrt{f_{cu}} A_e = 0 \times \sqrt{27} \times 3.3238 = 0 \text{ kN}$
 $k = 0.000$
 $A_e = 0.8 \times A_{gross} = 0.8 \times 4.155 = 3.3238 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$

여기서,

A_e : 유효 단면적

A_{gross} : 4.155 m^2

k : 부재의 변위연성도에 따른 콘크리트의 전단강도를 감소시켜주는 계수

- 변위연성도 μ_d 에 따른 Δ^I)

▶ $\mu_d = 2.0$ 인 경우 $\Delta^I = \mu_d \times \Delta_y^L = 2.0 \times 0.07982 = 0.15965 \text{ m}$

▶ $\mu_d = 5.0$ 인 경우 $\Delta^I = \mu_d \times \Delta_y^L = 5.0 \times 0.07982 = 0.39911 \text{ m}$

2) 교축직각방향

① 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_d) - 교각 하단

- 변위연성도 $\mu_d \leq 2.0$ 인 경우 V_d)

$V_c = k \sqrt{f_{cu}} A_e = 0.300 \times \sqrt{27} \times 3.3238 = 5.181 \text{ kN}$
 $k = 0.231 \text{ (} k=0.3-0.1(\mu_d-2), \text{ 단 } \mu_d \leq 2.0 \text{ 이면 } k=0.3)$
 $A_e = 0.8 \times A_{gross} = 0.8 \times 4.155 = 3.3238 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$
 - 변위연성도 $\mu_d \geq 5.0$ 인 경우 V_d)
 $V_c = k \sqrt{f_{cu}} A_e = 0 \times \sqrt{27} \times 3.3238 = 0 \text{ kN}$
 $k = 0.000$
 $A_e = 0.8 \times A_{gross} = 0.8 \times 4.155 = 3.3238 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$

여기서,

A_e : 유효 단면적

A_{gross} : 4.155 m^2

k : 부재의 변위연성도에 따른 콘크리트의 전단강도를 감소시켜주는 계수

- 변위연성도 μ_d 에 따른 Δ^I)

▶ $\mu_d = 2.0$ 인 경우 $\Delta^I = \mu_d \times \Delta_y^L = 2.0 \times 0.09851 = 0.19702 \text{ m}$

▶ $\mu_d = 5.0$ 인 경우 $\Delta^I = \mu_d \times \Delta_y^L = 5.0 \times 0.09851 = 0.49255 \text{ m}$

$t_s = 2.300 \text{ m (=D) (교축직각방향 기둥 폭)}$

$L_s = 14.540 \text{ m (=H}_d \text{) (교각유효높이)}$

3) 교축방향 (V_d)

① 전단철근에 의한 전단강도 (V_d)

• $V_s = \frac{\pi}{2} \frac{A_v f_y D'}{s} = \frac{\pi}{2} \frac{198.6 \times 300 \times 2,147.7}{150} = 1,340 \text{ kN}$

여기서, $A_v = 198.6 \text{ mm}^2$ (전단력 작용 방향의 횡방향 철근의 단면적)
 $=> (\text{D16} - 1 \text{ EA}) \text{ 1 단 배근}$
 $f_y = 300 \text{ Mpa}$ (횡방향 철근의 항복강도)
 $D' = D(\text{기둥폭}) - 2c(\text{피복})$
 $= 2300 - 2 \times 100.0 + 31.8 + 15.9$
 $= 2,147.7 \text{ mm}$ (횡철근 중심간 거리)

4) 교축직각방향 (V_d)

① 전단철근이 부담하는 전단강도(V_d) - 교각 하단

• $V_s = \frac{\pi}{2} \frac{A_v f_y D'}{s} = \frac{\pi}{2} \frac{198.6 \times 300 \times 2,147.7}{150} = 1,340.0 \text{ kN}$

여기서, $A_v = 198.6 \text{ mm}^2$ (전단력 작용 방향의 횡방향 철근의 단면적)
 $=> (\text{D16} - 1 \text{ EA}) \text{ 1 단 배근}$
 $f_y = 300 \text{ Mpa}$ (횡방향 철근의 항복강도)
 $D' = D(\text{기둥폭}) - 2c(\text{피복})$
 $= 2300 - 2 \times 100.0 + 31.8 + 15.9$
 $= 2,147.7 \text{ mm}$ (횡철근 중심간 거리)

5) 교축방향 (V_d)

① 축력에 의한 전단강도(V_d)

• $V_p = 0.15 \times \frac{P_{top} t_s^L}{L_s} = 0.15 \times \frac{7,156 \times 2,300}{13,090} = 189 \text{ kN}$

여기서, $P_{top} = 7,156 \text{ kN}$ (기둥당 상단고정하중)
 $t_s^L = 2,300 \text{ m (=D) (교축방향 기둥 폭)}$
 $L_s^L = 13,090 \text{ m (=H}_d \text{) (교각유효높이)}$

6) 교축직각방향 (V_d)

① 축력에 의한 전단강도(V_d) - 교각 하단

• $V_p = 0.15 \times \frac{P_{top} t_s}{L_s} = 0.15 \times \frac{7,156 \times 2,300}{14,540} = 170 \text{ kN}$

여기서, $P_{top} = 7,156 \text{ kN}$ (기둥당 상단고정하중)

7) 교축방향 (V_d)

① 교각의 전단강도(V_d)

▶ $\mu_d = 2.0$ 인 경우

• $V_n = V_c + V_s + V_p = 5.181 + 1,340 + 189 = 6,710 \text{ kN}$

▶ $\mu_d = 2.0$ 인 경우 $\Delta^I = 0.15965 \text{ m}$

▶ $\mu_d = 5.0$ 인 경우

• $V_n = V_c + V_s + V_p = 0 + 1,340 + 189 = 1,529 \text{ kN}$

▶ $\mu_d = 5.0$ 인 경우 $\Delta^I = 0.39911 \text{ m}$

8) 교축직각방향 (V_d)

① 교각의 전단강도(V_d) - 교각 하단

▶ $\mu_d = 2.0$ 인 경우

• $V_n = V_c + V_s + V_p = 5.181 + 1,340 + 170 = 6,691 \text{ kN}$

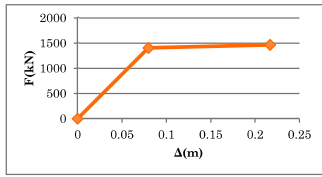
▶ $\mu_d = 2.0$ 인 경우 $\Delta^I = 0.19702 \text{ m}$

▶ $\mu_d = 5.0$ 인 경우

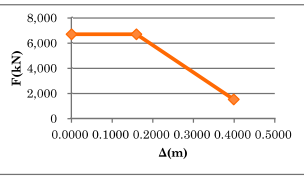
• $V_n = V_c + V_s + V_p = 0 + 1,340 + 170 = 1,510 \text{ kN}$

▶ $\mu_d = 5.0$ 인 경우 $\Delta^I = 0.49255 \text{ m}$

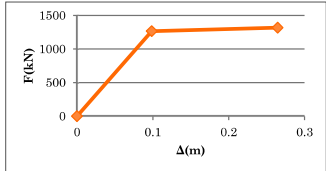
※ 횡전단성능 곡선



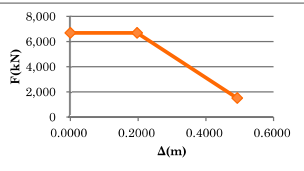
교축방향 횡성능 곡선



교축방향 전단성능 곡선



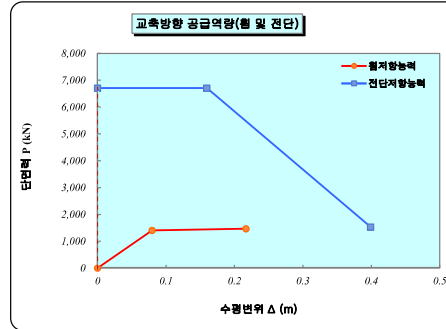
교축직각방향(하단) 횡성능 곡선



교축직각방향(하단) 전단성능 곡선

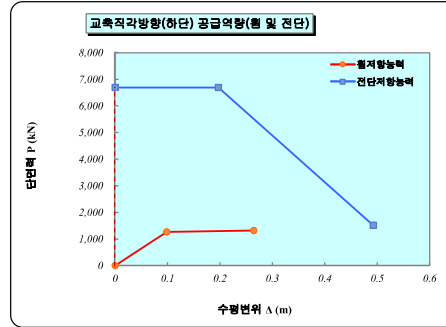
9.1.5 파괴모드 결정

1) 교축방향



횡강도(P_y)
1,466
(kN)
전단강도(V_{yd})
6,710
(kN)
항복변위 (Δ_y)
0.0798
(m)
극한변위 (Δ_u)
0.2169
(m)
변위연성도(μ)
2.717

2) 교축직각방향-하단



횡강도(P_y)
1,317
(kN)
전단강도(V_{yd})
6,691
(kN)
항복변위 (Δ_y)
0.0985
(m)
극한변위 (Δ_u)
0.2645
(m)
변위연성도(μ)
2.685

9.1.6 소요성능 산정

1) 교축방향

① 탄성 지진 조합력

$$M_{E_{\text{req}}}^L = M_E^L + P \cdot 1.5 \Delta_E^L = 7,717 + 7,156 \times 1.5 \times 0.03079 = 8,048 \text{ kNm}$$

② 단면강도비 R_S

$$R_S^L = \frac{M_{E_{\text{req}}}^L}{M_y} = \frac{8,048}{18,417} = 1.000 \quad \therefore \text{탄성영역상에서 거동}$$

- $T \geq 1.25 T_s$ 일때, $\lambda_{OR} = 1$
- $T < 1.25 T_s$ 일때, $\lambda_{OR} = (1 - (1/R_S) \cdot 1.25 T_s / T + 1/R_S)$
- 지반종류는 S2 이고, 주기(T)는 1.4645 초 이므로
 $T \geq 1.25 T_s$ ($= 0.516$) $\therefore \lambda_{OR} = 1.000$

※ 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 $\mu_{\Delta d}$

$$\mu_{\Delta d} = \lambda_{OR} \times R_S = 1.000 \times 1.000 = 1.000$$

2) 교축직각방향

- 교축직각방향 기둥하단

① 탄성 지진 조합력

$$M_{E_{\text{req}}}^T = M_E^T + P \cdot 1.5 \Delta_E^L = 7,791 + 7,156 \times 1.5 \times 0.031 = 8,125 \text{ kNm}$$

② 단면강도비 R_S

$$R_S^T = \frac{M_{E_{\text{req}}}^T}{M_y} = \frac{8,125}{18,413} = 1.000 \quad \therefore \text{탄성영역상에서 거동}$$

- $T \geq 1.25 T_s$ 일때, $\lambda_{OR} = 1$
- $T < 1.25 T_s$ 일때, $\lambda_{OR} = (1 - (1/R_S) \cdot 1.25 T_s / T + 1/R_S)$
- 지반종류는 S2 이고, 주기(T)는 1.6636 초 이므로
 $T \geq 1.25 T_s$ ($= 0.516$) $\therefore \lambda_{OR} = 1.000$

※ 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 $\mu_{\Delta d}$

$$\mu_{\Delta d} = \lambda_{OR} \times R_S = 1.000 \times 1.000 = 1.000$$

9.1.7 교각의 내진성능 평가

① 보유성능

$$\begin{aligned} & \text{교축방향(변위연성도)} \quad \mu_{\Delta C}^L = 2.717 \\ & \text{교축직각방향 하단(변위연성도)} \quad \mu_{\Delta C}^T = 2.685 \end{aligned}$$

② 소요성능

$$\begin{aligned} & \text{교축방향(변위연성도)} \quad \mu_{\Delta d}^L = 1.000 \\ & \text{교축직각방향 하단(변위연성도)} \quad \mu_{\Delta d}^T = 1.000 \end{aligned}$$

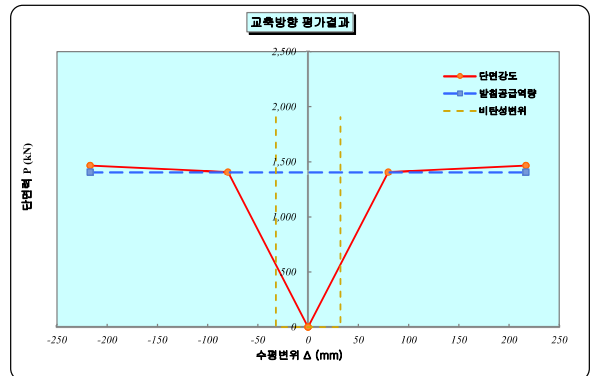
③ 평가

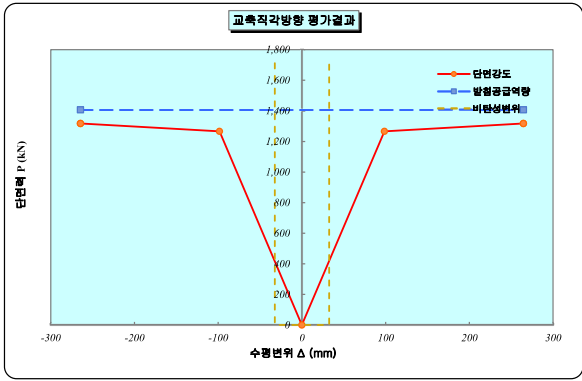
$$\therefore \text{교축방향(변위연성도)} \quad \frac{\mu_{\Delta C}^L}{\mu_{\Delta d}^L} = \frac{2.717}{1.000} = 2.717 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\therefore \text{교축직각방향 하단(변위연성도)} \quad \frac{\mu_{\Delta C}^T}{\mu_{\Delta d}^T} = \frac{2.685}{1.000} = 2.685 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

9.1.8 내진성능 평가 결과

- 교축방향





9. 교각부 평가

9.2 교각 3

9.2.1 교각 거동 특성값

구 분	교축방향	교직방향	비고
거동형태	1	1	1 : 캔틸레버식 2 : 라멘식
	(캔틸레버식)	(캔틸레버식)	
검이음 판단	3	3	1:100%, 2:50%, 3:0%
교각높이 H (m)	4.670	4.670	교각높이
교각유효높이 H _e (m)	7.870	9.320	교각-상부구조 도심
진동주기(sec)	1.464	1.664	해석결과

9.2.2 휨성능 곡선 산정

1) 교축방향

$$\begin{aligned} F_y^L &= M_y^L / H_e &= 19,343 &/ 7.870 &= 2,457.853 \text{ kN} \\ F_o^L &= M_o^L / H_e &= 19,931 &/ 7.870 &= 2,532.503 \text{ kN} \end{aligned}$$

2) 교축직각방향

$$\begin{aligned} F_y^T &= M_y^T / H_e &= 19,351 &/ 9.320 &= 2,076.266 \text{ kN} \\ F_o^T &= M_o^T / H_e &= 19,930 &/ 9.320 &= 2,138.455 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_y^L, F_y^T &: \text{교각의 항복시 교축 및 교축직각방향 횡단면강도(kN)} \\ F_o^L, F_o^T &: \text{교각의 극한상태시 교축 및 교축직각방향 횡단면강도(kN)} \\ M_y^L, M_y^T &: \text{교각의 항복시 항복휨모멘트(kN-m)} \\ M_o^L, M_o^T &: \text{교각의 극한상태시 공칭휨모멘트(kN-m)} \\ H_e &: \text{교각의 하중작용점 높이, m} \end{aligned}$$

9.2.3 교각의 변위 및 공급연성도 산정

1) 교축방향

① 항복변위(Δ_y)

$$\Delta_y^L = \frac{\Phi_y^L H_e^2}{3} = \frac{0.00140}{3} \times \frac{7.870^2}{3} = 0.0290 \text{ m}$$

② 소성변위(Δ_p)

$$\begin{aligned} L_p^L &= 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{st} &= 0.08 \times 7.87 + 0.022 \times 300 \times 0.032 &= 0.839 \text{ m} \\ &\geq 0.044 f_y d_{st} &= 0.044 \times 300 \times 0.032 &= 0.422 \text{ m} \\ \Theta_p^L &= (\Phi_o^L - \Phi_y^L) L_p^L &= (0.00921 - 0.00140) &\times 0.839 = 0.0066 \\ \Delta_p^L &= (M_o^L / m_y^L - 1) \Delta_y^L + \Theta_p^L (H_e^L - L_p^L / 2) \\ &= \left(\frac{19,931}{19,343} - 1 \right) \times 0.02899 + 0.00655 \times \left(7.870 - \frac{0.839}{2} \right) \\ &= 0.0497 \text{ m} \end{aligned}$$

③ 극한변위(Δ_u^L)

$$\Delta_u^L = \Delta_y^L + \Delta_p^L = 0.02900 + 0.04970 = 0.0787 \text{ m}$$

④ 공급연성도

$$\mu_{dc}^L = \frac{\Delta_u^L}{\Delta_y^L} = \frac{0.0787}{0.0290} = 2.714 \quad (\text{제한없음})$$

⑤ 교각의 공급연성도

교각의 공급연성도는 평가요령에 따라 2.714 로 제한
(휨파괴보다 전단파괴가 먼저 일어날시 연성도는 1.0으로 측정한다.)

2) 교축직각방향

- 교축직각방향 하단

① 항복변위(Δ_y^T)

$$\Delta_y^T = \frac{\Phi_y^T H_e^2}{3} = \frac{0.00141}{3} \times \frac{9.320^2}{3} = 0.0407 \text{ m}$$

② 소성변위(Δ_p)

$$\begin{aligned} L_p^T &= 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{st} &= 0.08 \times 9.32 + 0.022 \times 300 \times 0.032 &= 0.955 \text{ m} \\ &\geq 0.044 f_y d_{st} &= 0.044 \times 300 \times 0.032 &= 0.422 \text{ m} \\ \Theta_p^T &= (\Phi_o^T - \Phi_y^T) L_p^T &= (0.00922 - 0.00141) &\times 0.955 \\ &= 0.00750 \\ \Delta_p^T &= (M_o^T / m_y^T - 1) \Delta_y^T + \Theta_p^T (H_e^T - L_p^T / 2) \\ &= \left(\frac{19,930}{19,351} - 1 \right) \times 0.04070 + 0.00750 \times \left(9.320 - \frac{0.955}{2} \right) \\ &= 0.0675 \text{ m} \end{aligned}$$

③ 극한변위(Δ_u^T)

$$\Delta_u^T = \Delta_y^T + \Delta_p^T = 0.0407 + 0.0675 = 0.1082 \text{ m}$$

④ 공급연성도

$$\mu_{dc}^T = \frac{\Delta_u^T}{\Delta_y^T} = \frac{0.10820}{0.04070} = 2.659 \quad (\text{제한없음})$$

⑤ 교각의 공급연성도

교각의 공급연성도는 평가요령에 따라 2.659 로 제한
(휨파괴보다 전단파괴가 먼저 일어날시 연성도는 1.0으로 측정한다.)

구 분	교축방향		교축직각방향(하단)				비고
	항복시(y)	극한시(u)	항복시(y)	극한시(u)			
휨강도 F (kN)	2458	2533	2076	2138			
변위 Δ (m)	0.0290	0.0787	0.0407	0.1082			

휨강도, 항복 및 극한변위

9.2.4 전단성능곡선 산정

1) 교축방향 (V_y)

① 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_c)

- 변위연성도 μ_{ds} ≤ 2.0 인 경우 V_c)

$$\begin{aligned} V_c &= k \sqrt{f_{cu}} A_e &= 0.300 \times \sqrt{27} \times 3,3238 &= 5,181 \text{ kN} \\ k &= 0.229 \quad (k=0.3-0.1(\mu_{ds}-2), \text{ 단 } \mu_{ds} \leq 2.0 \text{ 이면 } k=0.3) \end{aligned}$$

$$A_e = 0.8 \times A_{gross} = 0.8 \times 4,155 = 3,3238 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$$

- 변위연성도 μ_{ds} ≥ 5.0 인 경우 V_c)

$$\begin{aligned} V_c &= k \sqrt{f_{cu}} A_e &= 0 \times \sqrt{27} \times 3,3238 &= 0 \text{ kN} \\ k &= 0.000 \end{aligned}$$

$$A_e = 0.8 \times A_{gross} = 0.8 \times 4,155 = 3,3238 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$$

여기서,

A_e : 유효 단면적

$$A_{gross} : 4,155 \text{ m}^2$$

k : 부재의 변위연성도에 따른 콘크리트의 전단강도를 감소시켜주는 계수

- 변위연성도 μ_{ds} 에 따른 Δ^L)

$$\begin{aligned} \blacktriangleright \mu_{ds} = 2.0 \text{ 인 경우 } \Delta^L &= \mu_{ds} \times \Delta_y^L = 2.0 \times 0.02899 = 0.05799 \text{ m} \\ \blacktriangleright \mu_{ds} = 5.0 \text{ 인 경우 } \Delta^L &= \mu_{ds} \times \Delta_y^L = 5.0 \times 0.02899 = 0.14497 \text{ m} \end{aligned}$$

2) 교축직각방향

① 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_c) - 교각 하단

- 변위연성도 μ_{ds} ≤ 2.0 인 경우 V_c)

$$\begin{aligned} V_c &= k \sqrt{f_{cu}} A_e &= 0.300 \times \sqrt{27} \times 3,3238 &= 5,181 \text{ kN} \\ k &= 0.234 \quad (k=0.3-0.1(\mu_{ds}-2), \text{ 단 } \mu_{ds} \leq 2.0 \text{ 이면 } k=0.3) \end{aligned}$$

$$A_e = 0.8 \times A_{gross} = 0.8 \times 4,155 = 3,3238 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$$

- 변위연성도 μ_{ds} ≥ 5.0 인 경우 V_c)

$$\begin{aligned} V_c &= k \sqrt{f_{cu}} A_e &= 0 \times \sqrt{27} \times 3,3238 &= 0 \text{ kN} \\ k &= 0.000 \end{aligned}$$

$$A_e = 0.8 \times A_{gross} = 0.8 \times 4,155 = 3,3238 \text{ m}^2 \text{ (유효 단면적)}$$

여기서,

A_e : 유효 단면적

$$A_{gross} : 4,155 \text{ m}^2$$

k : 부재의 변위연성도에 따른 콘크리트의 전단강도를 감소시켜주는 계수

- 변위연성도 μ_{ds} 에 따른 Δ^L)

$$\begin{aligned} \blacktriangleright \mu_{ds} = 2.0 \text{ 인 경우 } \Delta^L &= \mu_{ds} \times \Delta_y^L = 2.0 \times 0.04070 = 0.08140 \text{ m} \\ \blacktriangleright \mu_{ds} = 5.0 \text{ 인 경우 } \Delta^L &= \mu_{ds} \times \Delta_y^L = 5.0 \times 0.04070 = 0.20349 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 t_s &= 2.300 \text{ m (=D)} && \text{(교축직각방향 기둥 폭)} \\
 L_s &= 9.320 \text{ m (=H}_s\text{)} && \text{(교각유효높이)}
 \end{aligned}$$

3) 교축방향 (V_s)

① 전단철근에 의한 전단강도 (V_s)

$$\begin{aligned}
 \bullet \quad V_s &= \frac{\pi}{2} \times \frac{A_v f_y D'}{s} = \frac{\pi}{2} \times \frac{198.6}{150} \times \frac{300}{1} \times \frac{2,147.7}{1} = 1,340 \text{ kN} \\
 \text{여기서, } A_v &= 198.6 \text{ mm}^2 \quad (\text{전단력 작용 방향의 횡방향 철근의 단면적}) \\
 &=> (\quad D16 \quad - \quad 1 \quad \text{EA} \quad) \quad 1 \text{ 단 배근} \\
 f_y &= 300 \text{ Mpa} \quad (\text{횡방향 철근의 항복강도}) \\
 D' &= D(\text{기둥폭}) - 2c(\text{피복}) \\
 &= 2300 - 2 \times 100.0 + 31.8 + 15.9 \\
 &= 2,147.7 \text{ mm} \quad (\text{횡철근 중심간 거리})
 \end{aligned}$$

4) 교축직각방향 (V_s)

① 전단철근이 부담하는 전단강도(V_s) - 교각 하단

$$\begin{aligned}
 \bullet \quad V_s &= \frac{\pi}{2} \times \frac{A_v f_y D'}{s} \\
 = \frac{\pi}{2} \times \frac{198.6}{150} \times \frac{300}{1} \times \frac{2,147.7}{1} &= 1,340.0 \text{ kN} \\
 \text{여기서, } A_v &= 198.6 \text{ mm}^2 \quad (\text{전단력 작용 방향의 횡방향 철근의 단면적}) \\
 &=> (\quad D16 \quad - \quad 1 \quad \text{EA} \quad) \quad 1 \text{ 단 배근} \\
 f_y &= 300 \text{ Mpa} \quad (\text{횡방향 철근의 항복강도}) \\
 D' &= D(\text{기둥폭}) - 2c(\text{피복}) \\
 &= 2300 - 2 \times 100.0 + 31.8 + 15.9 \\
 &= 2,147.7 \text{ mm} \quad (\text{횡철근 중심간 거리})
 \end{aligned}$$

5) 교축방향 (V_p)

① 축력에 의한 전단강도(V_p)

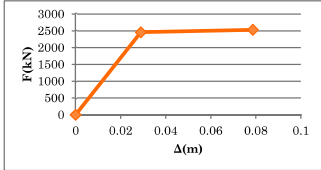
$$\begin{aligned}
 \bullet \quad V_p &= 0.15 \times \frac{P_{\text{Top}} t_s^L}{L_s} = 0.15 \times \frac{9,170}{7.870} \times \frac{2,300}{1} = 402 \text{ kN} \\
 \text{여기서, } P_{\text{Top}} &= 9,170 \text{ kN} \quad (\text{기둥당 상단고정하중}) \\
 t_s^L &= 2.300 \text{ m (=D)} \quad (\text{교축방향 기둥 폭}) \\
 L_s^L &= 7.870 \text{ m (=H}_s\text{)} \quad (\text{교각유효높이})
 \end{aligned}$$

6) 교축직각방향 (V_p)

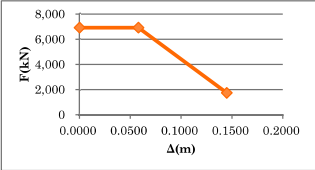
① 축력에 의한 전단강도(V_p) - 교각 하단

$$\begin{aligned}
 \bullet \quad V_p &= 0.15 \times \frac{P_{\text{Top}} t_s}{L_s} = 0.15 \times \frac{9,170}{9.320} \times \frac{2,300}{1} = 339 \text{ kN} \\
 \text{여기서, } P_{\text{Top}} &= 9,170 \text{ kN} \quad (\text{기둥당 상단고정하중})
 \end{aligned}$$

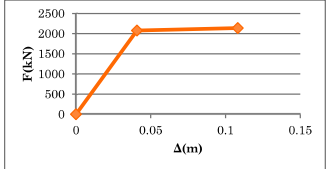
※ 휨-전단성능 곡선



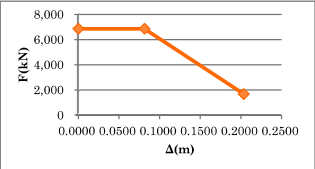
교축방향 휨성능 곡선



교축방향 전단성능 곡선



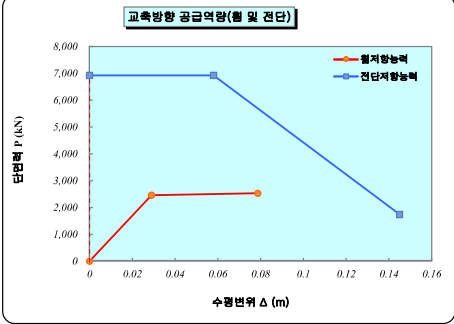
교축직각방향(하단) 휨성능 곡선



교축직각방향(하단) 전단성능 곡선

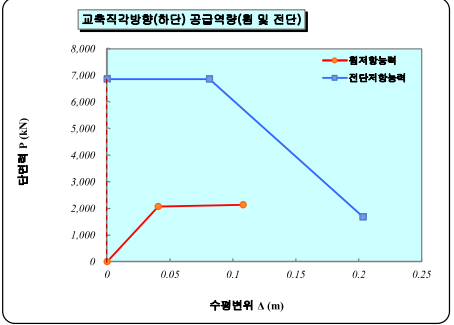
9.2.5 파괴모드 결정

1) 교축방향



휨강도(P _y)	2,533
(kN)	
전단강도(V _s)	6,923
(kN)	
항복변위 (Δ _y)	0.0290
(m)	
극한변위 (Δ _u)	0.0787
(m)	
변위연성도(μ)	2.714

2) 교축직각방향-하단



휨강도(P _y)	2,138
(kN)	
전단강도(V _s)	6,861
(kN)	
항복변위 (Δ _y)	0.0407
(m)	
극한변위 (Δ _u)	0.1082
(m)	
변위연성도(μ)	2.659

9.2.6 소요성능 산정

1) 교축방향

① 타성 지진 조합력

$$\begin{aligned}
 \bullet \quad M_{E-1\text{ord}}^L &= M_E^L + P \cdot 1.5 \Delta_E^L = 8,252 + 9,170 \times 1.5 \times 0.01165 \\
 &= 8,412 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

② 단면강도비 R_S

$$R_S^L = \frac{M_{E,ed}}{M_y} = \frac{8,412}{19,343} = 1.000 \quad \therefore \text{탄성영역상에서 거동}$$

- $T \geq 1.25 T_s$ 일때, $\lambda_{DR} = 1$
- $T < 1.25 T_s$ 일때, $\lambda_{DR} = (1 - (1/R_S) \cdot 1.25 T_s / T + 1/R_S)$
- 지반종류는 S2 이고, 주기(T)는 1.4645 초 이므로

$$T \geq 1.25 T_s \quad (= 0.516) \quad \therefore \lambda_{DR} = 1.000$$

※ 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 $\mu_{\Delta d}$

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

2) 교축직각방향

- 교축직각방향 기동하단

① 탄성 지진 조합력

$$M_{E,ed}^T = M_E^L + P \cdot 1.5 \Delta_E^L = 9,890 + 9,170 \times 1.5 \times 0.015 = 10,101 \text{ kNm}$$

② 단면강도비 R_S

$$R_S^T = \frac{M_{E,ed}^T}{M_y} = \frac{10,101}{19,351} = 1.000 \quad \therefore \text{탄성영역상에서 거동}$$

- $T \geq 1.25 T_s$ 일때, $\lambda_{DR} = 1$
- $T < 1.25 T_s$ 일때, $\lambda_{DR} = (1 - (1/R_S) \cdot 1.25 T_s / T + 1/R_S)$
- 지반종류는 S2 이고, 주기(T)는 1.6636 초 이므로

$$T \geq 1.25 T_s \quad (= 0.516) \quad \therefore \lambda_{DR} = 1.000$$

※ 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 $\mu_{\Delta d}$

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

9.2.7 교각의 내진성능 평가

① 보유성능

$$\begin{aligned} &\bullet \text{ 교축방향(변위연성도)} & \mu_{\Delta C}^L &= 2.714 \\ &\bullet \text{ 교축직각방향 하단(변위연성도)} & \mu_{\Delta C}^T &= 2.659 \end{aligned}$$

② 소요성능

$$\begin{aligned} &\bullet \text{ 교축방향(변위연성도)} & \mu_{\Delta d}^L &= 1.000 \\ &\bullet \text{ 교축직각방향 하단(변위연성도)} & \mu_{\Delta d}^T &= 1.000 \end{aligned}$$

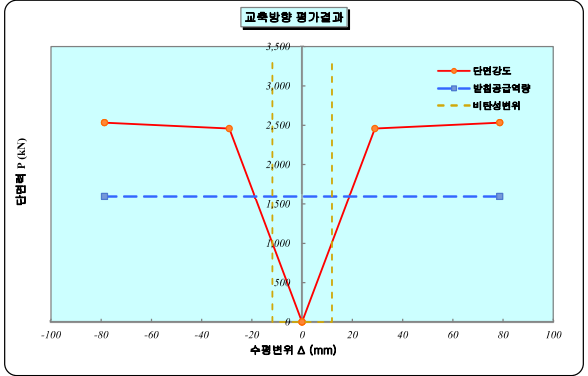
③ 평가

$$\therefore \text{교축방향(변위연성도)} \quad \frac{\mu_{\Delta C}^L}{\mu_{\Delta d}^L} = \frac{2.714}{1.000} = 2.714 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

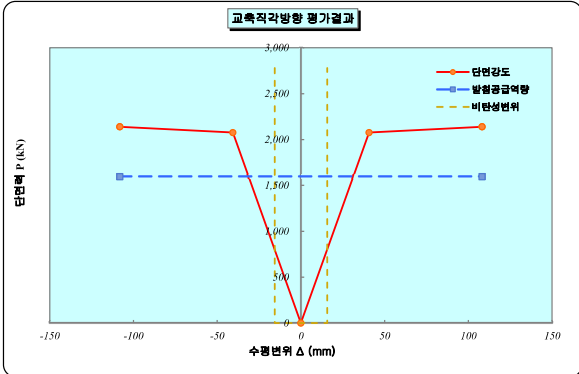
$$\therefore \text{교축직각방향 하단(변위연성도)} \quad \frac{\mu_{\Delta C}^T}{\mu_{\Delta d}^T} = \frac{2.659}{1.000} = 2.659 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

9.2.8 내진성능 평가 결과

- 교축방향



- 교축직각방향



9. 교각부 평가

9.3 교각 6

9.3.1 교각 거동 특성값

구 분	교축방향	교직방향	비고
거동형태	1	1	1 : 쉐일레버식 2 : 라멘식 (켄틸레버식) (켄틸레버식)
	(켄틸레버식)	(켄틸레버식)	
굽이음 판단	3	3	1:100%, 2.50%, 3.0%
교각높이 H (m)	4.270	4.270	교각높이
교각유효높이 H _e (m)	7.470	8.920	교각-상부구조 도심
진동주기(sec)	1.464	1.664	해석결과

9.3.2 휨성능 곡선 산정

1) 교축방향

$$\begin{aligned} &\bullet F_1^L = M_1^L / H_e = 18,742 / 7.470 = 2,509.023 \text{ kN} \\ &\bullet F_0^L = M_0^L / H_e = 19,471 / 7.470 = 2,606.506 \text{ kN} \end{aligned}$$

2) 교축직각방향

$$\begin{aligned} &\bullet F_y^T = M_y^T / H_e = 18,753 / 8.920 = 2,102.309 \text{ kN} \\ &\bullet F_0^T = M_0^T / H_e = 19,510 / 8.920 = 2,187.220 \text{ kN} \end{aligned}$$

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

F_0^L, F_0^T : 교각의 극한상태시 교축 및 교축직각방향 횡단면강도(kN)

M_1^L, M_y^T : 교각의 항복시 항복휨모멘트(kN·m)

M_0^L, M_0^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_p)

$$\Delta_p^L = \frac{\Phi_p^L H_e^2}{3} = \frac{0.00140}{3} \times \frac{7.470^2}{3} = 0.0260 \text{ m}$$

② 소성변위(Δ_p)

$$\begin{aligned} &\bullet L_p^L = 0.08 H_e + 0.022 f_y d_d = 0.08 \times 7.47 + 0.022 \times 300 \times 0.032 = 0.807 \text{ m} \\ &\quad \geq 0.044 f_y d_d = 0.044 \times 300 \times 0.032 = 0.422 \text{ m} \\ &\bullet \Theta_p^L = (\Phi_p^L - \Phi_y^L) L_p^L = (0.00976 - 0.00140) \times 0.807 = 0.0067 \\ &\bullet \Delta_p^L = (M_0^L / m_y^L - 1) \Delta_p^L + \Theta_p^L (H_e^L - L_p^L / 2) \\ &\quad = \left(\frac{19,471}{18,742} - 1 \right) \times 0.02604 + 0.00675 \times \left(7.470 - \frac{0.807}{2} \right) \\ &\quad = 0.0487 \text{ m} \end{aligned}$$

③ 극한변위(Δ_u^L)

$$\Delta_u^L = \Delta_p^L + \Delta_y^L = 0.02600 + 0.04870 = 0.0747 \text{ m}$$

④ 공급연성도

• 공급변위연성도 $\mu_{dc}^h = \frac{\Delta_y^L}{\Delta_y^I} = \frac{0.0747}{0.0260} = 2.868$ (제한없음)

$= 2.868$

⑤ 교각의 공급연성도

교각의 공급연성도는 평가요령에 따라 **2.868** 로 제한
(휨파괴보다 전단파괴가 먼저 일어날시 연성도는 1.0으로 측정한다.)

2) 교축직각방향

- 교축직각방향 하단

① 항복변위(Δ_y^I)

• $\Delta_y^I = \frac{\Phi_y^T H_e^2}{3} = \frac{0.00140}{3} \times \frac{8.920^2}{3} = 0.0372 \text{ m}$

② 소성변위(Δ_y^L)

• $l_p^T = 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{st} = 0.08 \times 8.92 + 0.022 \times 300 \times 0.032 = 0.923 \text{ m}$
 $\geq 0.044 f_y d_{st} = 0.044 \times 300 \times 0.032 = 0.422 \text{ m}$

• $\theta_p^T = (\Phi_y^T - \Phi_y^I) l_p^T = (0.00972 - 0.00140) \times 0.923 = 0.00770$

• $\Delta_p^T = (M_0^T / m_y^T - 1) \Delta_y^T + \theta_p^T (H_e^T - l_p^T / 2)$
 $= (\frac{19.510}{18.753} - 1) \times 0.03717 + 0.00770 \times (8.920 - \frac{0.923}{2})$
 $= 0.0666 \text{ m}$

③ 극한변위(Δ_y^U)

• $\Delta_y^U = \Delta_y^T + \Delta_p^T = 0.0372 + 0.0666 = 0.1038 \text{ m}$

④ 공급연성도

• 공급변위연성도 $\mu_{dc} = \frac{\Delta_y^U}{\Delta_y^I} = \frac{0.10380}{0.03717} = 2.792$ (제한없음)

$= 2.792$

⑤ 교각의 공급연성도

교각의 공급연성도는 평가요령에 따라 **2.792** 로 제한
(휨파괴보다 전단파괴가 먼저 일어날시 연성도는 1.0으로 측정한다.)

구 분	교축방향				비고		
	항복시(y)	극한시(u)	항복시(y)	극한시(u)			
휨강도 F (kN)	2509	2607	2102	2187			
변위 Δ (mm)	0.0260	0.0747	0.0372	0.1038			

휨강도, 항복 및 극한변위

9.3.4 전단성능곡선 선정

1) 교축방향 (V_y)

① 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_c)

- 변위연성도 $\mu_s \leq 2.0$ 인 경우 V_c)

$V_c = k \sqrt{f_{cu}} A_e = 0.300 \times \sqrt{27} \times 3.3238 = 5.181 \text{ kN}$
 $k = 0.213 \text{ (} k=0.3-0.1(\mu_s-2), \text{ 단 } \mu_s \leq 2.0 \text{ 이면 } k=0.3)$

$A_e = 0.8 \times A_{gross} = 0.8 \times 4.155 = 3.3238 \text{ m}^2$ (유효 단면적)

- 변위연성도 $\mu_s \geq 5.0$ 인 경우 V_c)

$V_c = k \sqrt{f_{cu}} A_e = 0 \times \sqrt{27} \times 3.3238 = 0 \text{ kN}$
 $k = 0.000$

$A_e = 0.8 \times A_{gross} = 0.8 \times 4.155 = 3.3238 \text{ m}^2$ (유효 단면적)

여기서,

A_e : 유효 단면적

A_{gross} : 4.155 m²

k : 부재의 변위연성도에 따른 콘크리트의 전단강도를 감소시켜주는 계수

- 변위연성도 μ_s 에 따른 Δ^I)

▶ $\mu_s = 2.0$ 인 경우 Δ^I = $\mu_s \times \Delta_y^L = 2.0 \times 0.02604 = 0.05209 \text{ m}$

▶ $\mu_s = 5.0$ 인 경우 Δ^I = $\mu_s \times \Delta_y^L = 5.0 \times 0.02604 = 0.13022 \text{ m}$

2) 교축직각방향

① 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_c) - 교각 하단

- 변위연성도 $\mu_s \leq 2.0$ 인 경우 V_c)

$V_c = k \sqrt{f_{cu}} A_e = 0.300 \times \sqrt{27} \times 3.3238 = 5.181 \text{ kN}$
 $k = 0.221 \text{ (} k=0.3-0.1(\mu_s-2), \text{ 단 } \mu_s \leq 2.0 \text{ 이면 } k=0.3)$

$A_e = 0.8 \times A_{gross} = 0.8 \times 4.155 = 3.3238 \text{ m}^2$ (유효 단면적)

- 변위연성도 $\mu_s \geq 5.0$ 인 경우 V_c)

$V_c = k \sqrt{f_{cu}} A_e = 0 \times \sqrt{27} \times 3.3238 = 0 \text{ kN}$
 $k = 0.000$

$A_e = 0.8 \times A_{gross} = 0.8 \times 4.155 = 3.3238 \text{ m}^2$ (유효 단면적)

여기서,

A_e : 유효 단면적

A_{gross} : 4.155 m²

k : 부재의 변위연성도에 따른 콘크리트의 전단강도를 감소시켜주는 계수

- 변위연성도 μ_s 에 따른 Δ^I)

▶ $\mu_s = 2.0$ 인 경우 Δ^I = $\mu_s \times \Delta_y^L = 2.0 \times 0.03717 = 0.07435 \text{ m}$

▶ $\mu_s = 5.0$ 인 경우 Δ^I = $\mu_s \times \Delta_y^L = 5.0 \times 0.03717 = 0.18587 \text{ m}$

$t_s = 2.300 \text{ m (=D)}$ (교축직각방향 기둥 폭)

$L_s = 8.920 \text{ m (=H}_e)$ (교각유효높이)

3) 교축방향 (V_y)

① 전단철근에 의한 전단강도 (V_s)

• $V_s = \frac{\pi}{2} \frac{A_v f_y D'}{s} = \frac{\pi}{2} \times \frac{198.6 \times 300 \times 2,147.7}{150} = 1,340 \text{ kN}$

여기서, $A_v = 198.6 \text{ mm}^2$ (전단력 작용 방향의 횡방향 철근의 단면적)

$=> (\text{D16} - 1 \text{ EA}) \text{ 1 단 배근}$

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

$D' = D(\text{기둥폭}) - 2c(\text{피복})$

$= 2300 - 2 \times 100.0 + 31.8 + 15.9$

$= 2,147.7 \text{ mm}$ (횡철근 중심간 거리)

4) 교축직각방향 (V_y)

① 전단철근이 부담하는 전단강도(V_s) - 교각 하단

• $V_s = \frac{\pi}{2} \frac{A_v f_y D'}{s}$

$= \frac{\pi}{2} \times \frac{198.6 \times 300 \times 2,147.7}{150} = 1,340.0 \text{ kN}$

여기서, $A_v = 198.6 \text{ mm}^2$ (전단력 작용 방향의 횡방향 철근의 단면적)

$=> (\text{D16} - 1 \text{ EA}) \text{ 1 단 배근}$

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

$D' = D(\text{기둥폭}) - 2c(\text{피복})$

$= 2300 - 2 \times 100.0 + 31.8 + 15.9$

$= 2,147.7 \text{ mm}$ (횡철근 중심간 거리)

5) 교축방향 (V_y)

① 축력에 의한 전단강도(V_p)

• $V_p = 0.15 \times \frac{P_{top} t_s^L}{L_s} = 0.15 \times \frac{8,238 \times 2,300}{7,470} = 380 \text{ kN}$

여기서, $P_{top} = 8,238 \text{ kN}$ (기둥당 상단고정하중)

$t_s^L = 2,300 \text{ m (=D)}$ (교축방향 기둥 폭)

$L_s^L = 7,470 \text{ m (=H}_e)$ (교각유효높이)

6) 교축직각방향 (V_y)

① 축력에 의한 전단강도(V_p) - 교각 하단

• $V_p = 0.15 \times \frac{P_{top} t_s}{L_s} = 0.15 \times \frac{8,238 \times 2,300}{8,920} = 319 \text{ kN}$

여기서, $P_{top} = 8,238 \text{ kN}$ (기둥당 상단고정하중)

7) 교축방향 (V_y)

① 교각의 전단강도(V_y)

▶ $\mu_s = 2.0$ 인 경우

• $V_n = V_c + V_s + V_p = 5.181 + 1,340 + 380 = 6,902 \text{ kN}$

▶ $\mu_s = 2.0$ 인 경우 Δ^I = 0.05209 m

▶ $\mu_s = 5.0$ 인 경우

• $V_n = V_c + V_s + V_p = 0 + 1,340 + 380 = 1,720 \text{ kN}$

▶ $\mu_s = 5.0$ 인 경우 Δ^I = 0.13022 m

8) 교축직각방향 (V_y)

① 교각의 전단강도(V_y) - 교각 하단

▶ $\mu_s = 2.0$ 인 경우

• $V_n = V_c + V_s + V_p = 5.181 + 1,340 + 319 = 6,840 \text{ kN}$

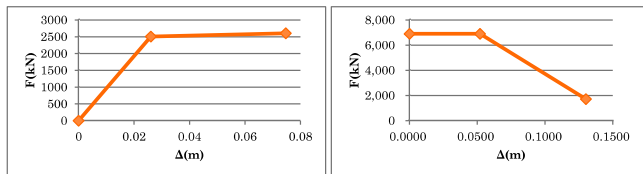
▶ $\mu_s = 2.0$ 인 경우 Δ^I = 0.07435 m

▶ $\mu_s = 5.0$ 인 경우

• $V_n = V_c + V_s + V_p = 0 + 1,340 + 319 = 1,659 \text{ kN}$

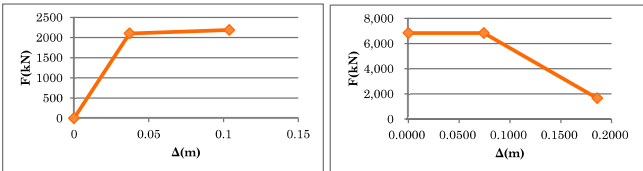
▶ $\mu_s = 5.0$ 인 경우 Δ^I = 0.18587 m

※ 휨-전단성능 곡선



교축방향 휨성능 곡선

교축방향 전단성능 곡선

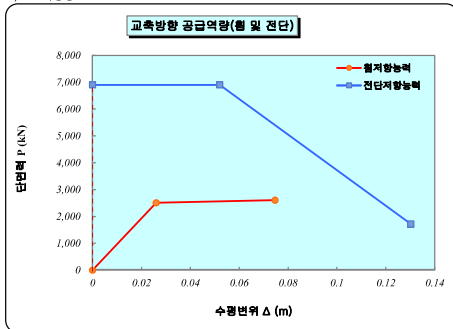


교축직각방향(하단) 휨성능 곡선

교축직각방향(하단) 전단성능 곡선

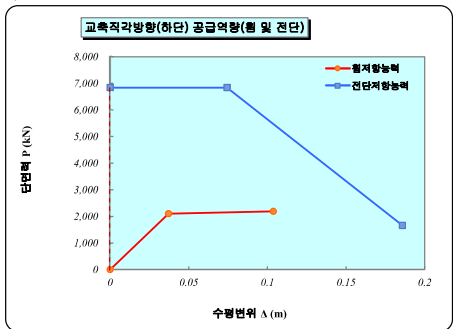
9.3.5 파괴모드 결정

1) 교축방향



휨강도(P_f)
2,607
(kN)
전단강도(V_{rd})
6,902
(kN)
휨복변위 (Δ_f)
0.0260
(m)
극한변위 (Δ_u)
0.0747
(m)
변위연성도(μ)
2.868

2) 교축직각방향-하단



휨강도(P_f)
2,187
(kN)
전단강도(V_{rd})
6,840
(kN)
휨복변위 (Δ_f)
0.0372
(m)
극한변위 (Δ_u)
0.1038
(m)
변위연성도(μ)
2.792

9.3.6 소요성능 산정

1) 교축방향

① 탄성 지진 조합력

$$M_{E, \text{req}}^L = M_E^L + P \cdot 1.5 \Delta_E^L = 7,593 + 8,238 \times 1.5 \times 0.00991 = 7,716 \text{ kNm}$$

② 단면강도비 R_S

$$R_S^L = \frac{M_{E, \text{req}}^L}{M_y} = \frac{7,716}{18,742} = 1.000 \quad \therefore \text{탄성영역상에서 거동}$$

- $T \geq 1.25 T_s$ 일때, $\lambda_{OR} = 1$
- $T < 1.25 T_s$ 일때, $\lambda_{OR} = (1 - (1/R_S) \cdot 1.25 T_s / T + 1/R_S)$
- 지반종류는 S2 이고, 주기(T)는 1.4645 초 이므로
- $T \geq 1.25 T_s$ ($= 0.516$) $\therefore \lambda_{OR} = 1.000$

※ 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 $\mu_{\Delta d}$

$$\mu_{\Delta d} = \lambda_{OR} \times R_S = 1.000 \times 1.000 = 1.000$$

2) 교축직각방향

- 교축직각방향 기둥하단

① 탄성 지진 조합력

$$M_{E, \text{req}}^T = M_E^T + P \cdot 1.5 \Delta_E^L = 8,160 + 8,238 \times 1.5 \times 0.012 = 8,312 \text{ kNm}$$

② 단면강도비 R_S

$$R_S^T = \frac{M_{E, \text{req}}^T}{M_y} = \frac{8,312}{18,753} = 1.000 \quad \therefore \text{탄성영역상에서 거동}$$

- $T \geq 1.25 T_s$ 일때, $\lambda_{OR} = 1$
- $T < 1.25 T_s$ 일때, $\lambda_{OR} = (1 - (1/R_S) \cdot 1.25 T_s / T + 1/R_S)$
- 지반종류는 S2 이고, 주기(T)는 1.6636 초 이므로
- $T \geq 1.25 T_s$ ($= 0.516$) $\therefore \lambda_{OR} = 1.000$

※ 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 $\mu_{\Delta d}$

$$\mu_{\Delta d} = \lambda_{OR} \times R_S = 1.000 \times 1.000 = 1.000$$

9.3.7 교각의 내진성능 평가

① 보유성능

- 교축방향(변위연성도) $\mu_{\Delta C}^L = 2.868$
- 교축직각방향 하단(변위연성도) $\mu_{\Delta C}^T = 2.792$

② 소요성능

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

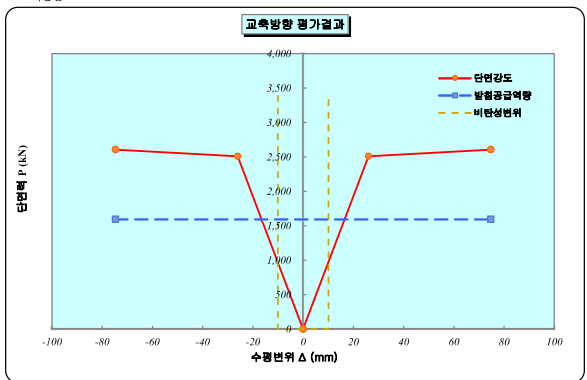
③ 평가

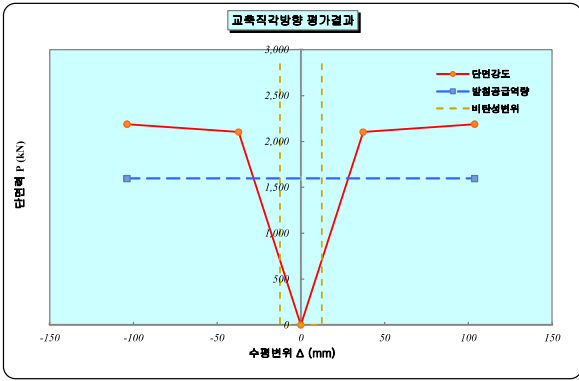
$$\therefore \text{교축방향(변위연성도)} \quad \frac{\mu_{\Delta C}^L}{\mu_{\Delta d}^L} = \frac{2.868}{1.000} = 2.868 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\therefore \text{교축직각방향 하단(변위연성도)} \quad \frac{\mu_{\Delta C}^T}{\mu_{\Delta d}^T} = \frac{2.792}{1.000} = 2.792 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

9.3.8 내진성능 평가 결과

- 교축방향





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

$$f_b = 703.10 \text{ kN}$$

교직방향

$$f_b = 703.10 \text{ kN}$$

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

교축방향

$$F_{BC} = 703.10 \times 2 = 1,406.20 \text{ kN}$$

교직방향

$$F_{BC} = 703.10 \times 2 = 1,406.20 \text{ kN}$$

(3) 소요성능 : 받침부 평가지진력 F_{BD}

교축방향

$$F_{BD} = \text{MIN}[F_n, [V]_{\text{comb.Top}}]$$
$$= \text{MIN}[1,466, 444] = 443.84 \text{ kN}$$

교직방향

$$F_{BD} = \text{MIN}[F_n, [V]_{\text{comb.Top}}]$$
$$= \text{MIN}[1,317, 506] = 506.17 \text{ kN}$$

(4) 받침본체 내진성능평가

교축방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{1,406.20}{443.84} = 3.168 > 1.0 \text{ OK}$$

교축직각방향

$$\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{1,406.20}{506.17} = 2.778 > 1.0 \text{ OK}$$

10.1.2 받침본체 앵커

(1) 받침제원

본체규격

C	=	780	mm	받침 교축방향 길이 (하판)
B	=	860	mm	받침 교축직각방향 길이 (하판)
d _s	=	60	mm	받침부 앵커소켓 직경
d _b	=	24	mm	받침부 앵커볼트 직경
h _{ef}	=	200	mm	받침부 앵커 근입 깊이
S _L	=	690	mm	받침 교축방향 앵커 간격
S _T	=	780	mm	받침 교축직각방향 앵커 간격
n	=	8	ea	앵커 개수
받침부 콘크리트 강도	f _{ck}	=	24	MPa
앵커의 유효단면적	A _{se}	=	452	mm ²
앵커의 인장강도	f _{uta}	=	860	MPa
앵커의 유효 묻힘길이	h _{ef}	=	200	mm
코핑부 깊이	h _{cop}	=	3200	mm

(2) 강재파괴

1) 보유성능 : 강재강도

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

교축방향: $V_{saL} = 8 \times 1.0 \times 452 \times 860 = 3,112 \text{ kN}$

교직방향: $V_{saT} = 8 \times 1.0 \times 452 \times 860 = 3,112 \text{ kN}$

2) 소요성능 : 받침 1기당 평가지진력

$$F_{ASD} \quad n^L = 443.84 / 2 = 222 \text{ kN}$$
$$F_{ASDT} = F_{BDT} / n^T = 506.17 / 2 = 253 \text{ kN}$$

3) 평가

교축방향

$$\frac{V_{saL}}{F_{ASDL}} = \frac{3,112}{222} = 14.025 > 1.0 \text{ OK}$$

교직방향

$$\frac{V_{saT}}{F_{ASDT}} = \frac{3,112}{253} = 12.298 > 1.0 \text{ OK}$$

(3) 콘크리트 파괴

1) 보유성능 : 콘크리트 파괴강도 V_{cbg}

$$V_{cbg} = A_{vc} / A_{cco} \cdot \Phi_{ed,v} \cdot \Phi_{cv} \cdot \Phi_{lv} \cdot V_b$$

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

A_{cco} : 연단거리, 간격 또는 부재두께에 제한을 받지 않는 단일앵커의 전단력방향 자유단면에 형성되는 전단파괴면 투영면적 (mm²)

$$A_{cco} = 4.5 C_{d1}^2$$

$\Phi_{ed,v}$: 연단거리 영향에 대한 전단강도 수정계수

$$C_{d1} \geq 1.5C_{d1} \quad , \Phi_{ed,v} = 1.0 \quad , C_{d2} < 1.5C_{d1} \quad , \Phi_{ed,v} = 0.7 + 0.3 \cdot C_{d2} / 1.5C_{d1}$$

Φ_{cv} : 사용하중을 받을 때 콘크리트에 균열이 발생하지 않는 위치의 강도 수정계수

Φ_{lv} : $h_b < 1.5C_{d1}$ 인 경우의 강도 수정계수, 단 Φ_{lv} 는 1 이상이어야 한다.

V_b : 전단력을 받는 단일 앵커의 기본콘크리트 파괴강도 (kN)

$$V_b = 0.6(L/d_s)^{0.2} \sqrt{d_s} \sqrt{f_{ck}} C_{d1}^{1.5}$$

C_{d1} : 앵커볼트 중심에서 하중작용 방향으로 콘크리트 표면까지의 수직거리(mm)

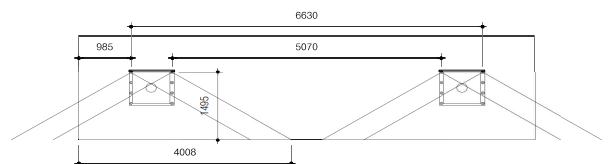
C_{d2} : 앵커볼트 중심에서 하중작용 방향직각방향으로 콘크리트 표면까지의 수직거리(mm)

h_b : 앵커가 정착되는 콘크리트 두께(mm)

① 교축방향

$$C_{d1} = 1,495 \text{ mm}$$
$$C_{d1}' = 1,495 \text{ mm}$$
$$C_{d2} = 985 \text{ mm}$$
$$C_{d2}' = 985 \text{ mm} \quad \sum S_L = 6630 \text{ mm}$$
$$S_L = 690 \text{ mm} \quad 1.5C_{d1} = 2,243 \text{ mm}$$
$$S_T = 780 \text{ mm} \quad S_{ax} = 5070 \text{ mm}$$
$$h_{cop} = 3,200 \text{ mm} \quad h_b = \text{min}[h_{cop}, 1.5C_{d1}] = 2,243 \text{ mm}$$

투영길이 = 4,008 mm



- 파괴선이 겹치지 않으므로 단일받침 앵커그룹으로 저항

$$A_{vc} = 8,987,940 \text{ mm}^2$$

$$A_{vco} = 4.5C_{s1}^2 = 4.5 \times 1495^2 = 10,057,613 \text{ mm}^2$$

check $A_{vc} < n A_{vco} = 8,987,940 < 2 \times 10,057,613 = 20,115,225 \text{ mm}^2$

$$V_{b1} = 0.6(l_w/d_s)^{0.2} \sqrt{d_s} \sqrt{f_{ck}} C_{s1}^{1.5}$$

$$= 0.6 \frac{200^{0.2}}{60} \times \sqrt{60} \times \sqrt{24} \times 1495^{1.5}$$

$$= 1,674.44 \text{ kN}$$

$$V_{b2} = 3.7 \sqrt{f_{ck}} C_{s1}^{1.5}$$

$$= 3.7 \times \sqrt{24} \times 1,495^{1.5}$$

$$= 1,047.78 \text{ kN}$$

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

$$l_e = \min[h_{ef}, 8d_s] = 200 \text{ mm}$$

$$V_{cbg}^I = A_{vc} / A_{vco} \times \Phi_{ed,v} \times \Phi_{h,v} \times \min(V_{b1}, V_{b2})$$

$$= \frac{8,987,940}{10,057,613} \times 0.832 \times 1.000 \times 1.000 \times 1,048 = 779 \text{ kN}$$

② 교직방향

$$C_{s1} = 1,765 \text{ mm}$$

$$C_{s1}' = 1,765 \text{ mm}$$

$$C_{s2} = 805 \text{ mm}$$

$$C_{s2}' = 805 \text{ mm} \quad \sum S_i = 0 \text{ mm}$$

$$S_L = 690 \text{ mm} \quad 1.5C_{s1} = 2,648 \text{ mm}$$

$$S_T = 780 \text{ mm} \quad S_{yy} = 0 \text{ mm}$$

$$h_{cop} = 3,200 \text{ mm} \quad h_b = \min[h_{cop}, 1.5C_{s1}] = 2,648 \text{ mm}$$

$$\text{투영길이} = 2,300 \text{ mm}$$

2) 소요성능 : 앵커부 요구성능

$$\text{교축방향: } F_{AC,DL} = 222 \times 1 = 222 \text{ kN}$$

$$\text{교직방향: } F_{AC,DT} = 253 \times 1 = 253 \text{ kN}$$

3) 평가

$$\text{교축방향} \quad \frac{V_{cbgI}}{F_{AC,DL}} = \frac{779}{222} = 3.509 > 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\text{교직방향} \quad \frac{V_{cbgI}}{F_{AC,DT}} = \frac{462}{253} = 1.825 > 1.0 \quad \text{OK}$$

(4) 콘크리트 프라이 아웃 파괴

1) 보유성능 : 콘크리트 파괴강도 V_{cp}

$$V_{cp} = k_{cp} \times N_{cbg}$$

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

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

$$N_{cbg} : \text{인장을 받는 앵커 그룹의 콘크리트 파괴강도} \quad N_{cbg} = A_{vco} / A_{vco} \times \Phi_{ed,N} \times \Phi_{h,N} \times N_b$$

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

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

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

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

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

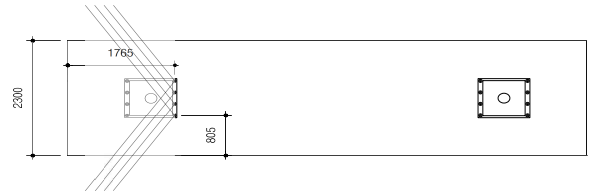
$$C_{min} < 1.5h_{ef} \quad \Phi_{ed,N} = 0.7 + 0.3(C_{min}/1.5h_{ef})$$

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

$$N_b = 3\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{2/3} \quad (280 < h_{ef} < 635) \quad N_b = 10\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5}$$

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

$$\text{선설치앵커 : } \Phi_{h,N} = 1.25 \quad \text{후설치앵커 : } \Phi_{h,N} = 1.40$$



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

$$1\text{면 } C_{s1} = 1,765 \text{ mm} < 1.5C_{s1} = 2,648 \text{ mm}$$

$$2\text{면 } C_{s2}' = 805 \text{ mm} < 1.5C_{s1} = 2,648 \text{ mm}$$

$$3\text{면 } h_{cop} = 3,200 \text{ mm} > 1.5C_{s1} = 2,648 \text{ mm}$$

- 연단거리 재산정 불필요

$$A_{vc} = 6,089,250 \text{ mm}^2$$

$$A_{vco} = 4.5C_{s1}^2 = 4.5 \times 1,765^2 = 14,018,513 \text{ mm}^2$$

$$\text{check } A_{vc} < n A_{vco} = 6,089,250 < 4 \times 14,018,513 = 56,074,050 \text{ mm}^2$$

$$V_{b1} = 0.6(l_w/d_s)^{0.2} \sqrt{d_s} \sqrt{f_{ck}} C_{s1}^{1.5}$$

$$= 0.6 \frac{200^{0.2}}{60} \times \sqrt{60} \times \sqrt{24} \times 1,765^{1.5}$$

$$= 2,147.96 \text{ kN}$$

$$V_{b2} = 3.7 \sqrt{f_{ck}} C_{s1}^{1.5}$$

$$= 3.7 \times \sqrt{24} \times 1,765^{1.5}$$

$$= 1,344.08 \text{ kN}$$

$$\Phi_{ed,v} = 0.791 \quad \Phi_{h,v} = 1.000$$

$$l_e = \min[h_{ef}, 8d_s] = 200 \text{ mm}$$

$$V_{cbg}^I = A_{vc} / A_{vco} \times \Phi_{ed,v} \times \Phi_{h,v} \times \min(V_{b1}, V_{b2})$$

$$= \frac{6,089,250}{14,018,513} \times 0.791 \times 1.000 \times 1.000 \times 1,344 = 462 \text{ kN}$$

① 교축방향

$$C_{s1} = 1,495 \text{ mm} \quad S_L = 690 \text{ mm}$$

$$C_{s1}' = 1,495 \text{ mm} \quad S_T = 780 \text{ mm}$$

$$C_{s2} = 985 \text{ mm} \quad S_{xx} = 5,070 \text{ mm}$$

$$C_{s2}' = 985 \text{ mm} \quad S_{yy} = 0 \text{ mm}$$

$$h_{ef} = 200 \text{ mm} \quad h_{ef}' = 200 \text{ mm (유요물형길이)}$$

$$1.5h_{ef} = 300.0 \text{ mm} \quad 1.5h_{ef}' = 300.0 \text{ mm}$$

$$2 \times 1.5h_{ef} = 600.0 \text{ mm} \quad 2 \times 1.5h_{ef}' = 600.0 \text{ mm}$$



$$h_{ef} = 200 \text{ mm}$$

$$A_{hc} = 1,548,000 \text{ mm}^2 \quad (\text{투영면적 산정; 삽도참조})$$

$$A_{vco} = 9h_{ef}^2 = 360,000 \text{ mm}^2$$

$$\text{check } A_{hc} < n A_{vco} = 1,548,000 < 8 \times 360,000 = 2,880,000 \text{ mm}^2$$

$$\Phi_{ed,N} = 1.000 \quad \Phi_{h,N} = 1.250$$

$$N_b = 10\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5} = 138.56 \text{ kN}$$

$$N_{cbg} = A_{vc} / A_{vco} \times \Phi_{ed,N} \times \Phi_{h,N} \times N_b$$

$$= \frac{1,548,000}{360,000} \times 1.000 \times 1.250 \times 138.6 = 745 \text{ kN}$$

$$k_{cp} = 2$$

$$V_{cp} = k_{cp} \times N_{cbg} = 2 \times 745 = 1,490 \text{ kN}$$

- 받침 1기당 보유성능

$$V_{cp} / N \text{ (받침개수)} = 1,490 / 1 = 1,490 \text{ kN}$$

② 교직방향

C _{a1}	=	1,765	mm	S _L	=	690	mm
C _{a1} '	=	1,765	mm	S _T	=	780	mm
C _{a2}	=	805	mm	S _{BK}	=	5,070	mm
C _{a2} '	=	805	mm	S _{BY}	=	0	mm
h _{ef}	=	200	mm	h _{ef} '	=	200	mm (유효물림길이)
1.5h _{ef}	=	300.0	mm	1.5h _{ef} '	=	300.0	mm
2x1.5h _{ef}	=	600.0	mm	2x1.5h _{ef} '	=	600.0	mm



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

1면	C _{a1}	=	1,765	mm	>	1.5h _{ef}	=	300.0	mm
2면	C _{a2}	=	805	mm	>	1.5h _{ef}	=	300.0	mm
3면	C _{a2} '	=	805	mm	>	1.5h _{ef}	=	300.0	mm
4면	S _T +S _{BK}	=	5,850	mm	>	2x1.5h _{ef}	=	600.0	mm
	S _{BY}	=	0	mm	<	2x1.5h _{ef}	=	600.0	mm

- 앵커의 유효물림길이 h_{ef} 재산정 불필요

$$\therefore h_{ef} = 200 \text{ mm}$$

$$A_{NC} = 1,548,000 \text{ mm}^2 \quad (\text{투영면적 산정; 삽도참조})$$

$$A_{NCO} = 9h_{ef}^2 = 360,000 \text{ mm}^2$$

$$\text{check } A_{NC} < n A_{NCO} = 1,548,000 < 8 \times 360,000 = 2,880,000 \text{ mm}$$

$$\phi_{edN} = 1.000 \quad \phi_{cN} = 1.250$$

$$N_b = 10\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5} = 138.56 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} N_{edbg} &= A_{NC} / A_{NCO} \cdot \phi_{edN} \cdot \phi_{cN} \cdot N_b \\ &= \frac{1,548,000}{360,000} \times 1.000 \times 1.250 \times 138.6 = 745 \text{ kN} \\ k_{cp} &= 2 \\ V_{edbg} &= k_{cp} \cdot N_{edbg} = 2 \times 745 = 1,490 \text{ kN} \end{aligned}$$

- 받침 1기당 보유성능

$$V_{edbg} / N \text{ (받침개수)} = 1,490 / 1 = 1,490 \text{ kN}$$

2) 소요성능 : 받침 1기당 평가지진력

교축방향:	F _{ASDL}	=	222	kN
교직방향:	F _{ASDT}	=	253	kN

F_{ASD}

3) 평가

교축방향	$\frac{V_{edbgL}}{F_{ASDL}}$	=	$\frac{1,490}{222}$	=	6.712	>	1.0	OK
교직방향	$\frac{V_{edbgT}}{F_{ASDT}}$	=	$\frac{1,490}{253}$	=	5.886	>	1.0	OK

(5) 받침부 평가 요약

구분		방향	보유성능	소요성능	평가	
받침부	본체	교축	1,406	444	3.168	OK
		교직	1,406	506	2.778	OK
	앵커볼트	교축	3,112	222	14.025	OK
		교직	3,112	253	12.298	OK
	콘크리트	교축	779	222	3.509	OK
		교직	462	253	1.825	OK
	프라이아웃	교축	1,490	222	6.712	OK
		교직	1,490	253	5.886	OK

10. 받침부 평가 (교각, 교대)

10.2 교각 P3

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	=	797.40	kN
교직방향	f _B	=	797.40	kN

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

교축방향	F _{BC}	=	797.40	X	2	=	1,594.80	kN
교직방향	F _{BC}	=	797.40	X	2	=	1,594.80	kN

(3) 소요성능 : 받침부 평가지진력 F_{BD}

교축방향	F _{BD}	=	MIN[F _n , V _{comb,Top}]	=	MIN[2,533, 747]	=	746.85	kN
교직방향	F _{BD}	=	MIN[F _n , V _{comb,Top}]	=	MIN[2,138, 701]	=	701.15	kN

(4) 받침본체 내진성능평가

교축방향	$\frac{F_{BC}}{F_{BD}}$	=	$\frac{1,594.80}{746.85}$	=	2.135	>	1.0	OK
교축직각방향	$\frac{F_{BC}}{F_{BD}}$	=	$\frac{1,594.80}{701.15}$	=	2.275	>	1.0	OK

10.2.2 받침본체 앵커

(1) 받침제원

본체규격

C	=	880	mm	받침 교축방향 길이 (하판)
B	=	860	mm	받침 교축직각방향 길이 (하판)
d _s	=	60	mm	받침부 앵커소켓 직경
d _b	=	24	mm	받침부 앵커볼트 직경
h _{ef}	=	200	mm	받침부 앵커 근입 길이
S _L	=	780	mm	받침 교축방향 앵커 간격
S _T	=	780	mm	받침 교축직각방향 앵커 간격
n	=	8	ea	앵커 개수
받침부 콘크리트 강도	f _{ck}	=	24	MPa
앵커의 유효단면적	A _{se}	=	452	mm ²
앵커의 인장강도	f _{sta}	=	860	MPa
앵커의 유효 물림길이	h _{ef}	=	200	mm
코핑부 길이	h _{cop}	=	3200	mm

(2) 강재파괴

1) 보유성능 : 강재강도

V _{sa}	=	n 1.0 A _{se} f _{sta}	n : 앵커 개수
교축방향:	V _{saL}	=	8 X 1.0 X 452 X 860 = 3,112 kN
교직방향:	V _{saT}	=	8 X 1.0 X 452 X 860 = 3,112 kN

2) 소요성능 : 받침 1기당 평가지진력

교축방향:	F _{ASDL}	=	F _{BDL} / n ^L = 746.85 / 2 = 373 kN
교직방향:	F _{ASDT}	=	F _{BDT} / n ^T = 701.15 / 2 = 351 kN

F_{ASD}

3) 평가

교축방향	$\frac{V_{saL}}{F_{ASDL}}$	=	$\frac{3,112}{373}$	=	8.335	>	1.0	OK
교직방향	$\frac{V_{saT}}{F_{ASDT}}$	=	$\frac{3,112}{351}$	=	8.878	>	1.0	OK

(3) 콘크리트 파괴

1) 보유성능 : 콘크리트 파괴강도 V_{cbg}

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

A_{vc} : 단일 영커 또는 영커그룹의 전단력 방향에 형성되는 전단파괴면 투영면적

A_{cco} : 연단거리, 간격 또는 부재두께에 제한을 받지 않는 단일영커의 전단력방향

자유단면에 형성되는 전단파괴면 투영면적 (mm^2)

$$A_{cco} = 4.5C_{d1}^2$$

$\Phi_{ed,v}$: 연단거리 영향에 대한 전단강도 수정계수

$$C_{d1} \geq 1.5C_{d1} \quad , \quad \Phi_{ed,v} = 1.0 \quad , \quad C_{d1} < 1.5C_{d1} \quad , \quad \Phi_{ed,v} = 0.7 + 0.3 * C_{d1} / 1.5C_{d1}$$

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

$\Phi_{h,v}$: $h_b < 1.5C_{d1}$ 인 경우의 강도 수정계수, 단 $\Phi_{h,v}$ 는 1 이상이어야 한다.

V_b : 전단력을 받는 단일 영커의 기본콘크리트 파괴강도 (kN)

$$V_b = 0.6(l_w/d_s)^{0.2} \sqrt{d_s} \sqrt{f_{ck}} C_{d1}^{1.5}$$

C_{d1} : 영커볼트 중심에서 하중작용 방향으로 콘크리트 표면까지의 수직거리(mm)

C_{d2} : 영커볼트 중심에서 하중작용 방향직각방향으로 콘크리트 표면까지의 수직거리(mm)

h_b : 영커가 정착되는 콘크리트 두께(mm)

① 교축방향

$$C_{d1} = 1,540 \quad mm$$

$$C_{d1}' = 1,540 \quad mm$$

$$C_{d2} = 985 \quad mm$$

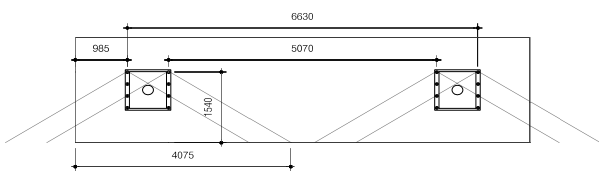
$$C_{d2}' = 985 \quad mm \quad \sum S_i = 6630 \quad mm$$

$$S_c = 780 \quad mm \quad 1.5C_{d1} = 2,310 \quad mm$$

$$S_T = 780 \quad mm \quad S_{av} = 5070 \quad mm$$

$$h_{top} = 3,200 \quad mm \quad h_b = \min[h_{top}, 1.5C_{d1}] = 2,310 \quad mm$$

$$\text{투영길이} = 4,075 \quad mm$$



- 파괴선이 겹치지 않으므로 단일받침 영커그룹으로 저장

$$A_{vc} = 9,413,250 \quad mm^2$$

$$A_{cco} = 4.5C_{d1}^2 = 4.5 \times 1,540^2 = 10,672,200 \quad mm^2$$

$$\text{check } A_{vc} < n A_{cco} = 9,413,250 < 2 \times 10,672,200 = 21,344,400 \quad mm^2$$

$$V_{b1} = 0.6(l_w/d_s)^{0.2} \sqrt{d_s} \sqrt{f_{ck}} C_{d1}^{1.5} = 0.6 \times \frac{200}{60}^{0.2} \times \sqrt{60} \times \sqrt{24} \times 1,540^{1.5} = 1,750.61 \quad kN$$

$$V_{b2} = 3.7 \sqrt{f_{ck}} C_{d1}^{1.5} = 3.7 \times \sqrt{24} \times 1,540^{1.5} = 1,095.44 \quad kN$$

$$\Phi_{ed,v} = 0.828 \quad \Phi_{h,v} = 1.000$$
$$l_e = \min[h_{ef}, 8d_s] = 200 \quad mm$$

$$V_{cbg}^I = A_{vc} / A_{cco} * \Phi_{ed,v} * \Phi_{c,v} * \Phi_{h,v} * \min(V_{b1}, V_{b2}) = \frac{9,413,250}{10,672,200} \times 0.828 \times 1.000 \times 1.000 \times 1,095 = 800 \quad kN$$

② 교직방향

$$C_{d1} = 1,765 \quad mm$$

$$C_{d1}' = 1,765 \quad mm$$

$$C_{d2} = 760 \quad mm$$

$$C_{d2}' = 760 \quad mm \quad \sum S_i = 0 \quad mm$$

$$S_c = 780 \quad mm \quad 1.5C_{d1} = 2,648 \quad mm$$

$$S_T = 780 \quad mm \quad S_{av} = 0 \quad mm$$

$$h_{top} = 3,200 \quad mm \quad h_b = \min[h_{top}, 1.5C_{d1}] = 2,648 \quad mm$$

$$\text{투영길이} = 2,300 \quad mm$$

2) 소요성능 : 영커부 요구성능

$$\text{교축방향: } F_{AC,DL} = 373 \times 1 = 373 \quad kN$$

$$\text{교직방향: } F_{AC,DT} = 351 \times 1 = 351 \quad kN$$

3) 평가

$$\text{교축방향 } \frac{V_{cbgI}}{F_{AC,DL}} = \frac{800}{373} = 2.142 > 1.0 \quad OK$$

$$\text{교직방향 } \frac{V_{cbgI}}{F_{AC,DT}} = \frac{459}{351} = 1.309 > 1.0 \quad OK$$

(4) 콘크리트 프라이 아웃 파괴

1) 보유성능 : 콘크리트 파괴강도 V_{cpg}

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

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

$$N_{cbg} : \text{인장을 받는 영커 그룹의 콘크리트 파괴강도} \quad N_{cbg} = A_{vc} / A_{cco} * \Phi_{ed,N} * \Phi_{c,N} * N_b$$

A_{vc} : 인장강도 산정을 위한 단일 영커 또는 영커 그룹의 콘크리트 파괴면 투영면적(mm^2)

A_{cco} : 연단거리 또는 간격에 제한을 받지 않는 경우에 인장강도산정을 위한

단일 영커의 콘크리트 파괴면 투영면적(mm^2)

$$A_{cco} = 9h_{ef}^2$$

$\Phi_{ed,N}$: 연단거리 영향에 의한 인장강도 수정계수

$$C_{d1,min} \geq 1.5h_{ef} \quad \Phi_{ed,N} = 1$$

$$C_{d1,min} < 1.5h_{ef} \quad \Phi_{ed,N} = 0.7 + 0.3(C_{d1,min} / 1.5h_{ef})$$

N_b : 인장력을 받는 단일 영커의 기본 콘크리트 강도N

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

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

$$\text{선설치영커 : } \Phi_{c,N} = 1.25 \quad \text{후설치영커 : } \Phi_{c,N} = 1.40$$

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

$$1\text{면 } C_{d1} = 1,765 \quad mm < 1.5C_{d1} = 2,648 \quad mm$$

$$2\text{면 } C_{d2}' = 760 \quad mm < 1.5C_{d1} = 2,648 \quad mm$$

$$3\text{면 } h_{top} = 3,200 \quad mm > 1.5C_{d1} = 2,648 \quad mm$$

- 연단거리 재산정 불필요

$$A_{vc} = 6,089,250 \quad mm^2$$

$$A_{cco} = 4.5C_{d1}^2 = 4.5 \times 1,765^2 = 14,018,513 \quad mm^2$$

$$\text{check } A_{vc} < n A_{cco} = 6,089,250 < 4 \times 14,018,513 = 56,074,050 \quad mm^2$$

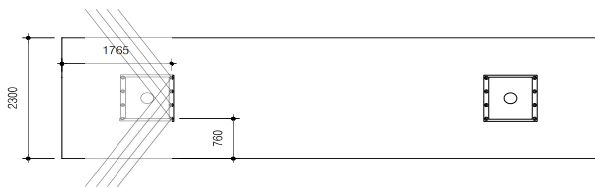
$$V_{b1} = 0.6(l_w/d_s)^{0.2} \sqrt{d_s} \sqrt{f_{ck}} C_{d1}^{1.5} = 0.6 \times \frac{200}{60}^{0.2} \times \sqrt{60} \times \sqrt{24} \times 1,765^{1.5} = 2,147.96 \quad kN$$

$$V_{b2} = 3.7 \sqrt{f_{ck}} C_{d1}^{1.5} = 3.7 \times \sqrt{24} \times 1,765^{1.5} = 1,344.08 \quad kN$$

$$\Phi_{ed,v} = 0.786 \quad \Phi_{h,v} = 1.000$$
$$l_e = \min[h_{ef}, 8d_s] = 200 \quad mm$$

$$V_{cbg}^I = A_{vc} / A_{cco} * \Phi_{ed,v} * \Phi_{c,v} * \Phi_{h,v} * \min(V_{b1}, V_{b2})$$

$$= \frac{6,089,250}{14,018,513} \times 0.786 \times 1.000 \times 1.000 \times 1,344 = 459 \quad kN$$



① 교축방향

C_{a1}	=	1,540	mm	S_L	=	780	mm
C_{a1}'	=	1,540	mm	S_T	=	780	mm
C_{a2}	=	985	mm	S_{sk}	=	5,070	mm
C_{a2}'	=	985	mm	S_{sy}	=	0	mm
h_{ef}	=	200	mm	h_{ef}'	=	200	mm (유효문임깊이)
$1.5h_{ef}$	=	300.0	mm	$1.5h_{ef}'$	=	300.0	mm
$2x1.5h_{ef}$	=	600.0	mm	$2x1.5h_{ef}'$	=	600.0	mm



$$h_{ef} = 200 \text{ mm}$$

$$A_{nc} = 1,656,000 \text{ mm}^2 \text{ (투영면적 산정; 압도참조)}$$

$$A_{nco} = 9h_{ef}^2 = 360,000 \text{ mm}^2$$

$$\text{check } A_{nc} < n A_{nco} = 1,656,000 < 8 \times 360,000 = 2,880,000 \text{ mm}^2$$

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

$$N_b = 10\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5} = 138.56 \text{ kN}$$

$$N_{dbg} = A_{nc}/A_{nco} \cdot \phi_{ed,N} \cdot \phi_{c,N} \cdot N_b = \frac{1,656,000}{360,000} \times 1.000 \times 1.250 \times 138.6 = 797 \text{ kN}$$

$$k_{cp} = 2$$

$$V_{cpq} = k_{cp} \cdot N_{dbg} = 2 \times 797 = 1,593 \text{ kN}$$

- 받침 1기당 보유성능

$$V_{cpq} / N \text{ (받침개수)} = 1,593 / 1 = 1,593 \text{ kN}$$

② 교직방향

C_{a1}	=	1,765	mm	S_L	=	780	mm
C_{a1}'	=	1,765	mm	S_T	=	780	mm
C_{a2}	=	760	mm	S_{sk}	=	5,070	mm
C_{a2}'	=	760	mm	S_{sy}	=	0	mm
h_{ef}	=	200	mm	h_{ef}'	=	200	mm (유효문임깊이)
$1.5h_{ef}$	=	300.0	mm	$1.5h_{ef}'$	=	300.0	mm
$2x1.5h_{ef}$	=	600.0	mm	$2x1.5h_{ef}'$	=	600.0	mm



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

$$1\text{면 } C_{a1} = 1,765 \text{ mm} > 1.5h_{ef} = 300.0 \text{ mm}$$

$$2\text{면 } C_{a2} = 760 \text{ mm} > 1.5h_{ef} = 300.0 \text{ mm}$$

$$3\text{면 } C_{a2}' = 760 \text{ mm} > 1.5h_{ef} = 300.0 \text{ mm}$$

$$4\text{면 } S_T + S_{sk} = 5,850 \text{ mm} > 2x1.5h_{ef} = 600.0 \text{ mm}$$

$$S_{sy} = 0 \text{ mm} < 2x1.5h_{ef} = 600.0 \text{ mm}$$

- 앵커의 유효문임깊이 h_ef 재산정 불필요

$$\therefore h_{ef} = 200 \text{ mm}$$

$$A_{nc} = 1,656,000 \text{ mm}^2 \text{ (투영면적 산정; 압도참조)}$$

$$A_{nco} = 9h_{ef}^2 = 360,000 \text{ mm}^2$$

$$\text{check } A_{nc} < n A_{nco} = 1,656,000 < 8 \times 360,000 = 2,880,000 \text{ mm}^2$$

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

$$N_b = 10\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5} = 138.56 \text{ kN}$$

$$N_{dbg} = A_{nc}/A_{nco} \cdot \phi_{ed,N} \cdot \phi_{c,N} \cdot N_b = \frac{1,656,000}{360,000} \times 1.000 \times 1.250 \times 138.6 = 797 \text{ kN}$$

$$k_{cp} = 2$$

$$V_{cpq} = k_{cp} \cdot N_{dbg} = 2 \times 797 = 1,593 \text{ kN}$$

- 받침 1기당 보유성능

$$V_{cpq} / N \text{ (받침개수)} = 1,593 / 1 = 1,593 \text{ kN}$$

2) 소요성능 : 받침 1기당 평가지진력

F_{ASD}

$$\text{교축방향: } F_{ASDL} = 373 \text{ kN}$$

$$\text{교직방향: } F_{ASDT} = 351 \text{ kN}$$

3) 평가

$$\text{교축방향 } \frac{V_{cpqL}}{F_{ASDL}} = \frac{1,593}{373} = 4.267 > 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\text{교직방향 } \frac{V_{cpqT}}{F_{ASDT}} = \frac{1,593}{351} = 4.545 > 1.0 \quad \text{OK}$$

(5) 받침부 평가 요약

구분		방향	보유성능	소요성능	평가	
받침부	본체	교축	1,595	747	2.135	OK
		교직	1,595	701	2.275	OK
	앵커볼트	교축	3,112	373	8.335	OK
		교직	3,112	351	8.878	OK
	콘크리트	교축	800	373	2.142	OK
		교직	459	351	1.309	OK
	프라이아웃	교축	1,593	373	4.267	OK
		교직	1,593	351	4.545	OK

10. 받침부 평가 (교각, 교대)

10.3 교각 P6

10.3.1 받침본체 검토

교각 받침부 평가시 지진하중은 교각의 단면강도와

받침부 발생지진력 중 작은 값으로 한다

(1) 받침 1기당 횡방향 저항용량(f_b)

$$\begin{aligned} &\bullet \text{ 교축방향} \\ &f_b = 797.40 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} &\bullet \text{ 교직방향} \\ &f_b = 797.40 \text{ kN} \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} &\bullet \text{ 교축방향} \\ &F_{BC} = 797.40 \times 2 = 1,594.80 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} &\bullet \text{ 교직방향} \\ &F_{BC} = 797.40 \times 2 = 1,594.80 \text{ kN} \end{aligned}$$

(3) 소요성능 : 받침부 평가지진력 F_{BD}

$$\begin{aligned} &\bullet \text{ 교축방향} \\ &F_{BD} = \min[F_n, V_{\text{comb,Top}}] \\ &= \min[2,607, 612] = 612.18 \text{ kN} \\ &\bullet \text{ 교직방향} \\ &F_{BD} = \min[F_n, V_{\text{comb,Top}}] \\ &= \min[2,187, 596] = 595.58 \text{ kN} \end{aligned}$$

(4) 받침본체 내진성능평가

$$\begin{aligned} &\bullet \text{ 교축방향} \\ &\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{1,594.80}{612.18} = 2.605 > 1.0 \quad \text{OK} \\ &\bullet \text{ 교축직각방향} \\ &\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{1,594.80}{595.58} = 2.678 > 1.0 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

10.3.2 받침본체 앵커

(1) 받침제원

본체규격

C	=	880	mm	받침 교축방향 길이 (하판)
B	=	860	mm	받침 교축직각방향 길이 (하판)
d _s	=	60	mm	받침부 앵커소켓 직경
d _b	=	24	mm	받침부 앵커볼트 직경
h _{ef}	=	200	mm	받침부 앵커 근입 길이
S _L	=	780	mm	받침 교축방향 앵커 간격
S _T	=	780	mm	받침 교축직각방향 앵커 간격
n	=	8	ea	앵커 개수
받침부 콘크리트 강도	f _{ck}	=	24	MPa
앵커의 유효단면적	A _{se}	=	452	mm ²
앵커의 인장강도	f _{sta}	=	860	MPa
앵커의 유효 묻힘길이	h _{ef}	=	200	mm
코핑부 깊이	h _{cop}	=	3200	mm

(2) 강재파괴

1) 보유성능 : 강재강도	V _{sa}	
V _{sa}	=	n 1.0 A _{se} f _{sta}
n	=	앵커 개수
교축방향:	V _{saL}	= 8 X 1.0 X 452 X 860 = 3,112 kN
교직방향:	V _{saT}	= 8 X 1.0 X 452 X 860 = 3,112 kN
2) 소요성능 : 받침 1기당 평가지진력	F _{ASD}	
교축방향:	F _{ASDL}	= F _{BDL} / n ^L = 612.18 / 2 = 306 kN
교직방향:	F _{ASDT}	= F _{BDT} / n ^T = 595.58 / 2 = 298 kN

3) 평가

교축방향	$\frac{V_{saL}}{F_{ASDL}} = \frac{3,112}{306} = 10.168 > 1.0$	OK
교직방향	$\frac{V_{saT}}{F_{ASDT}} = \frac{3,112}{298} = 10.452 > 1.0$	OK

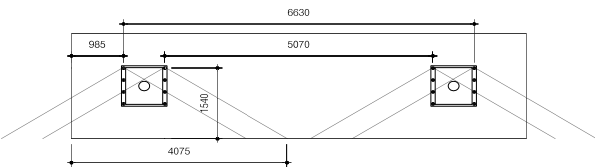
(3) 콘크리트 파괴

1) 보유성능 : 콘크리트 파괴강도 V_{cbg}

V _{cbg}	=	A _{vc} / A _{cco} * Φ _{ed,v} * Φ _{cv} * Φ _{nv} * V _b
A _{vc}	:	단일 앵커 또는 앵커그룹의 전단력 방향에 형성되는 전단파괴면 투영면적
A _{cco}	:	연단거리, 간격 또는 부재두께에 제한을 받지 않는 단일앵커의 전단력방향 자유단면에 형성되는 전단파괴면 투영면적 (mm ²)
A _{cco}	=	4.5C _{a1} ²
Φ _{ed,v}	:	연단거리 영향에 대한 전단강도 수정계수
C _{a2}	≥	1.5C _{a1} , Φ _{ed,v} = 1.0 C _{a2} < 1.5C _{a1} , Φ _{ed,v} = 0.7+0.3* C _{a2} /1.5C _{a1}
Φ _{cv}	:	사용하중을 받을 때 콘크리트에 균열이 발생하지 않는 위치의 강도 수정계수
Φ _{nv}	:	h _b < 1.5C _{a1} 인 경우의 강도 수정계수, 단 Φ _{nv} 는 1 이상이어야 한다.
V _b	:	전단력을 받는 단일 앵커의 기본콘크리트 파괴강도 (kN)
V _b	=	0.6(l _w /d _s) ^{0.2} √d _s √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 _b	:	앵커가 정착되는 콘크리트 두께(mm)

① 교축방향

C _{a1}	=	1,540	mm
C _{a1} '	=	1,540	mm
C _{a2}	=	985	mm
C _{a2} '	=	985	mm
ΣS _L	=	6630	mm
S _L	=	780	mm
1.5C _{a1}	=	2,310	mm
S _T	=	780	mm
S _B	=	5070	mm
h _{cop}	=	3,200	mm
h _b =min[h _{cop} , 1.5C _{a1}]	=	2,310	mm
투영길이	=	4,075	mm



- 파괴선이 겹치지 않으므로 단일받침 앵커그룹으로 저항

A _{vc}	=	9,413,250	mm ²
A _{cco}	=	4.5C _{a1} ²	= 4.5 X 1540 ² = 10,672,200 mm ²
check A _{vc} < n A _{cco}	=	9,413,250 < 2 X 10,672,200	= 21,344,400 mm ²

$$V_{b1} = 0.6(l_w/d_s)^{0.2} \sqrt{d_s} \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5}$$
$$= 0.6 \frac{200}{60}^{0.2} X \sqrt{60} X \sqrt{24} X 1540^{1.5}$$
$$= 1,750.61 \text{ kN}$$

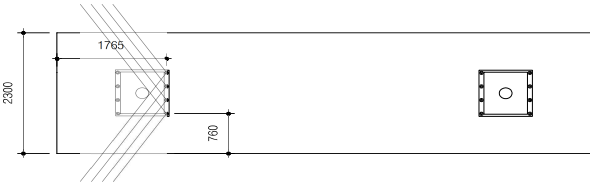
$$V_{b2} = 3.7 \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5}$$
$$= 3.7 X \sqrt{24} X 1540^{1.5}$$
$$= 1,095.44 \text{ kN}$$

$$\Phi_{ed,v} = 0.828 \quad \Phi_{h,v} = 1.000$$
$$l_b = \text{MIN}[h_{ef}, 8d_s] = 200 \text{ mm}$$

$$V_{cbg}^I = A_{vc} / A_{cco} * \Phi_{ed,v} * \Phi_{cv} * \Phi_{nv} * \text{MIN}(V_{b1}, V_{b2})$$
$$= \frac{9,413,250}{10,672,200} X 0.828 X 1.000 X 1.000 X 1,095 = 800 \text{ kN}$$

② 교직방향

C _{a1}	=	1,765	mm
C _{a1} '	=	1,765	mm
C _{a2}	=	760	mm
C _{a2} '	=	760	mm
ΣS _L	=	0	mm
S _L	=	780	mm
1.5C _{a1}	=	2,648	mm
S _T	=	780	mm
S _{ay}	=	0	mm
h _{cop}	=	3,200	mm
h _b =min[h _{cop} , 1.5C _{a1}]	=	2,648	mm
투영길이	=	2,300	mm



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

1면	C _{a1}	=	1,765	mm	<	1.5C _{a1}	=	2,648	mm
2면	C _{a2} '	=	760	mm	<	1.5C _{a1}	=	2,648	mm
3면	h _{cop}	=	3,200	mm	>	1.5C _{a1}	=	2,648	mm

- 연단거리 재산정 불필요

A _{vc}	=	6,089,250	mm ²
A _{cco}	=	4.5C _{a1} ²	= 4.5 X 1,765 ² = 14,018,513 mm ²
check A _{vc} < n A _{cco}	=	6,089,250 < 4 X 14,018,513	= 56,074,050 mm ²

$$V_{b1} = 0.6(l_w/d_s)^{0.2} \sqrt{d_s} \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5}$$
$$= 0.6 \frac{200}{60}^{0.2} X \sqrt{60} X \sqrt{24} X 1,765^{1.5}$$
$$= 2,147.96 \text{ kN}$$

$$V_{b2} = 3.7 \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5}$$
$$= 3.7 X \sqrt{24} X 1,765^{1.5}$$
$$= 1,344.08 \text{ kN}$$

$$\Phi_{ed,v} = 0.786 \quad \Phi_{h,v} = 1.000$$
$$l_b = \text{MIN}[h_{ef}, 8d_s] = 200 \text{ mm}$$

$$V_{cbg}^I = A_{vc} / A_{cco} * \Phi_{ed,v} * \Phi_{cv} * \Phi_{nv} * \text{MIN}(V_{b1}, V_{b2})$$
$$= \frac{6,089,250}{14,018,513} X 0.786 X 1.000 X 1.000 X 1,344 = 459 \text{ kN}$$

2) 소요성능 : 앵커부 요구성능

교축방향: $F_{AC,DL} = 306 \times 1 = 306 \text{ kN}$
 교직방향: $F_{AC,DT} = 298 \times 1 = 298 \text{ kN}$

3) 평가

교축방향 $\frac{V_{cbg,1}}{F_{AC,DL}} = \frac{800}{306} = 2.613 > 1.0 \text{ OK}$
 교직방향 $\frac{V_{cbg,T}}{F_{AC,DT}} = \frac{459}{298} = 1.541 > 1.0 \text{ OK}$

(4) 콘크리트 프라이 아웃 파괴

1) 보유성능 :

콘크리트 파괴강도 V_{cp}

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

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

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

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

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

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

$\phi_{ed,N}$: 연단거리 영향에 의한 인장강도 수정계수

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

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

N_b : 인장력을 받는 단일 앵커의 기본 콘크리트 강도N

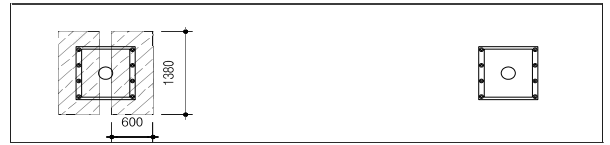
$N_b = 3.9\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{3/4} (280 < h_{ef} < 635)$ $N_b = 10\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5}$

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

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

① 교축방향

$C_{a1} = 1,540 \text{ mm}$ $S_L = 780 \text{ mm}$
 $C_{a1}' = 1,540 \text{ mm}$ $S_T = 780 \text{ mm}$
 $C_{a2} = 985 \text{ mm}$ $S_{Ax} = 5,070 \text{ mm}$
 $C_{a2}' = 985 \text{ mm}$ $S_{Ay} = 0 \text{ mm}$
 $h_{ef} = 200 \text{ mm}$ $h_{ef}' = 200 \text{ mm}$ (유효물림깊이)
 $1.5h_{ef} = 300.0 \text{ mm}$ $1.5h_{ef}' = 300.0 \text{ mm}$
 $2 \times 1.5h_{ef} = 600.0 \text{ mm}$ $2 \times 1.5h_{ef}' = 600.0 \text{ mm}$



$h_{ef} = 200 \text{ mm}$

$A_{nc} = 1,656,000 \text{ mm}^2$ (투영면적 산정; 삼도참조)

$A_{nco} = 9h_{ef}^2 = 360,000 \text{ mm}^2$

check $A_{nc} < n A_{nco} = 1,656,000 < 8 \times 360,000 = 2,880,000 \text{ mm}^2$

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

$N_b = 10\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5} = 138.56 \text{ kN}$

$N_{cbg} = A_{nc}/A_{nco} \cdot \phi_{ed,N} \cdot \phi_{c,N} \cdot N_b$
 $= \frac{1,656,000}{360,000} \times 1.000 \times 1.250 \times 138.6 = 797 \text{ kN}$

$k_{cp} = 2$

$V_{cp} = k_{cp} \cdot N_{cbg} = 2 \times 797 = 1,593 \text{ kN}$

- 받침 1기당 보유성능

$V_{cp} / N \text{ (받침개수)} = 1,593 / 1 = 1,593 \text{ kN}$

② 교직방향

$C_{a1} = 1,765 \text{ mm}$ $S_L = 780 \text{ mm}$
 $C_{a1}' = 1,765 \text{ mm}$ $S_T = 780 \text{ mm}$
 $C_{a2} = 760 \text{ mm}$ $S_{Ax} = 5,070 \text{ mm}$
 $C_{a2}' = 760 \text{ mm}$ $S_{Ay} = 0 \text{ mm}$
 $h_{ef} = 200 \text{ mm}$ $h_{ef}' = 200 \text{ mm}$ (유효물림깊이)
 $1.5h_{ef} = 300.0 \text{ mm}$ $1.5h_{ef}' = 300.0 \text{ mm}$
 $2 \times 1.5h_{ef} = 600.0 \text{ mm}$ $2 \times 1.5h_{ef}' = 600.0 \text{ mm}$



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

1면 $C_{a1} = 1,765 \text{ mm} > 1.5h_{ef} = 300.0 \text{ mm}$
 2면 $C_{a2} = 760 \text{ mm} > 1.5h_{ef} = 300.0 \text{ mm}$
 3면 $C_{a2}' = 760 \text{ mm} > 1.5h_{ef} = 300.0 \text{ mm}$
 4면 $S_T + S_{Ax} = 5,850 \text{ mm} > 2 \times 1.5h_{ef} = 600.0 \text{ mm}$
 $S_{Ay} = 0 \text{ mm} < 2 \times 1.5h_{ef} = 600.0 \text{ mm}$

- 앵커의 유효물림깊이 h_{ef} 재산정 불필요

$\therefore h_{ef} = 200 \text{ mm}$

$A_{nc} = 1,656,000 \text{ mm}^2$ (투영면적 산정; 삼도참조)

$A_{nco} = 9h_{ef}^2 = 360,000 \text{ mm}^2$

check $A_{nc} < n A_{nco} = 1,656,000 < 8 \times 360,000 = 2,880,000 \text{ mm}^2$

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

$N_b = 10\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5} = 138.56 \text{ kN}$

$N_{cbg} = A_{nc}/A_{nco} \cdot \phi_{ed,N} \cdot \phi_{c,N} \cdot N_b$
 $= \frac{1,656,000}{360,000} \times 1.000 \times 1.250 \times 138.6 = 797 \text{ kN}$

$k_{cp} = 2$

$V_{cp} = k_{cp} \cdot N_{cbg} = 2 \times 797 = 1,593 \text{ kN}$

- 받침 1기당 보유성능

$V_{cp} / N \text{ (받침개수)} = 1,593 / 1 = 1,593 \text{ kN}$

2) 소요성능 : 받침 1기당 평가지진력

F_{ASD}

교축방향: $F_{ASDL} = 306 \text{ kN}$

교직방향: $F_{ASDT} = 298 \text{ kN}$

3) 평가

교축방향 $\frac{V_{cbg,L}}{F_{ASDL}} = \frac{1,593}{306} = 5.206 > 1.0 \text{ OK}$

교직방향 $\frac{V_{cbg,T}}{F_{ASDT}} = \frac{1,593}{298} = 5.351 > 1.0 \text{ OK}$

(5) 받침부 평가 요약

구분	방향	보유성능	소요성능	평가	
받침부	본체	교축	1,595	612	2.605 OK
		교직	1,595	596	2.678 OK
	앵커볼트	교축	3,112	306	10.168 OK
		교직	3,112	298	10.452 OK
	콘크리트	교축	800	306	2.613 OK
		교직	459	298	1.541 OK
	프라이아웃	교축	1,593	306	5.206 OK
		교직	1,593	298	5.351 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 = 375.00 kN
- 교직방향
 f_b = 375.00 kN

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

- 교축방향
 F_{BC} = 375.00 X 2 = 750.00 kN
- 교직방향
 F_{BC} = 375.00 X 2 = 750.00 kN

(3) 소요성능 : 받침부 평가지진력 F_{BD}

- 교축방향
 F_{BD} = $[V]_{comb,Top}$ = 208.52 kN
- 교직방향
 F_{BD} = $[V]_{comb,Top}$ = 215.01 kN

(4) 받침본체 내진성능평가

- 교축방향
 $\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{750.00}{208.52} = 3.597 > 1.0$ OK
- 교축직각방향
 $\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{750.00}{215.01} = 3.488 > 1.0$ OK

(3) 콘크리트 파괴

1) 보유성능 : 콘크리트 파괴강도 V_{cbg}

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

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

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

자유단면에 형성되는 전단파괴면 투영면적(mm^2)

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

$\Phi_{ed,v}$: 연단거리 영향에 대한 전단강도 수정계수

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

Φ_{cv} : 사용하중을 받을 때 콘크리트에 균열이 발생하지 않는 위치의 강도 수정계수

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

V_b : 전단력을 받는 단일 앵커의 기본콘크리트 파괴강도(kN)

$V_b = 0.6(l_u/d_u)^{0.2} \sqrt{d_b} \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5}$

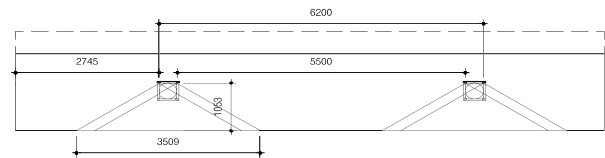
C_{a1} : 앵커볼트 중심에서 하중작용 방향으로 콘크리트 표면까지의 수직거리(mm)

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

h_b : 앵커가 정착되는 콘크리트 두께(mm)

① 교축방향

- C_{a1} = 1,053 mm
- C_{a1}' = 1,053 mm
- C_{a2} = 2,745 mm
- C_{a2}' = 2,745 mm $\sum S_i$ = 6200 mm
- S_L = 350 mm $1.5C_{a1}$ = 1,580 mm
- S_T = 350 mm S_{ax} = 5500 mm
- h_{cop} = 3,324 mm $h_b = \min[h_{cop}, 1.5C_{a1}]$ = 1,580 mm
- 투영길이 = 3,509 mm



10.4.2 받침본체 앵커

(1) 받침제원

본체규격

C	=	430	mm	받침 교축방향 길이 (하판)
B	=	430	mm	받침 교축직각방향 길이 (하판)
d _s	=	50	mm	받침부 앵커소켓 직경
d _b	=	32	mm	받침부 앵커볼트 직경
h _{ef}	=	140	mm	받침부 앵커 근입 길이
S _L	=	350	mm	받침 교축방향 앵커 간격
S _T	=	350	mm	받침 교축직각방향 앵커 간격
n	=	4	ea	앵커 개수
받침부 콘크리트 강도	f _{ck}	=	24	MPa
앵커의 유효단면적	A _{se}	=	804	mm ²
앵커의 인장강도	f _{sta}	=	860	MPa
앵커의 유효 묻힘길이	h _{ef}	=	140	mm
교대부 길이	h _{cop}	=	3324	mm

(2) 강재파괴

1) 보유성능 : 강재강도

V_{sa}	=	n	1.0	A _{se}	f _{sta}	n : 앵커갯수
교축방향:	V _{saL}	=	4	X	1.0	X 804 X 860 = 2,767 kN
교직방향:	V _{saT}	=	4	X	1.0	X 804 X 860 = 2,767 kN

2) 소요성능 : 받침 1기당 평가지진력

	F _{ASD}
교축방향:	F _{ASDL} = F _{BDL} / n ^L = 208.52 / 2 = 104 kN
교직방향:	F _{ASDT} = F _{BDT} / n ^T = 215.01 / 2 = 108 kN

3) 평가

교축방향	$\frac{V_{saL}}{F_{ASDL}} = \frac{2,767}{104} = 26.536 > 1.0$ OK
교직방향	$\frac{V_{saT}}{F_{ASDT}} = \frac{2,767}{108} = 25.735 > 1.0$ OK

∴ 파괴선이 겹치지 않으므로 단일받침 앵커그룹으로 저항

$A_{vc} = 5,542,466 \text{ mm}^2$
 $A_{cco} = 4.5C_{a1}^2 = 4.5 \times 1053^2 = 4,989,641 \text{ mm}^2$
check $A_{vc} < n A_{cco} = 5,542,466 < 2 \times 4,989,641 = 9,979,281 \text{ mm}^2$

$V_{b1} = 0.6(l_u/d_u)^{0.2} \sqrt{d_b} \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5}$
 $= 0.6 \frac{140}{50}^{0.2} \times \sqrt{50} \times \sqrt{24} \times 1053^{1.5}$
 $= 872.60 \text{ kN}$

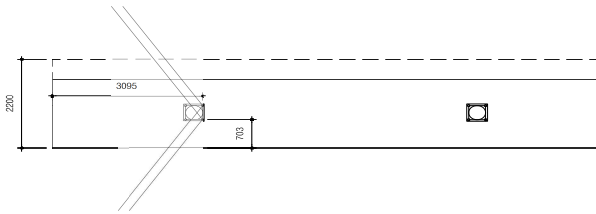
$V_{b2} = 3.7 \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5}$
 $= 3.7 \times \sqrt{24} \times 1053^{1.5}$
 $= 619.37 \text{ kN}$

$\Phi_{ed,v} = 1.000$ $\Phi_{h,v} = 1.000$
 $l_e = \min[h_{ef}, 8d_u] = 140 \text{ mm}$

$V'_{cbg} = A_{vc} / A_{cco} * \Phi_{ed,v} * \Phi_{cv} * \Phi_{h,v} * \min(V_{b1}, V_{b2})$
 $= \frac{5,542,466}{4,989,641} \times 1.000 \times 1.000 \times 1.000 \times 619 = 688 \text{ kN}$

② 교직방향

- C_{a1} = 3,095 mm
- C_{a1}' = 2,216 mm
- C_{a2} = 703 mm
- C_{a2}' = 703 mm $\sum S_i$ = 0 mm
- S_L = 350 mm $1.5C_{a1}$ = 4,643 mm
- S_T = 350 mm S_{ay} = 0 mm
- h_{cop} = 3,324 mm $h_b = \min[h_{cop}, 1.5C_{a1}]$ = 3,324 mm
- 투영길이 = 2,200 mm



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

1면	C_{s1}	=	3,095	mm	<	$1.5C_{s1}$	=	4,643	mm
2면	C_{s2}'	=	703	mm	<	$1.5C_{s1}$	=	4,643	mm
3면	h_{ef}	=	3,324	mm	<	$1.5C_{s1}$	=	4,643	mm

- 3면이 가장자리의 영향을 받으므로 하중작용방향으로 연단거리 재산정

$$A_{vc} = 7,312,800 \text{ mm}^2$$

$$A_{vco} = 4.5C_{s1}^2 = 4.5 \times 2,216^2 = 22,097,952 \text{ mm}^2$$

check $A_{vc} < n A_{vco} = 7,312,800 < 2 \times 22,097,952 = 44,195,904 \text{ mm}^2$

$$V_{b1} = 0.6(l_u/d_u)^{0.2} \sqrt{f_{ck}} C_{s1}^{1.5}$$

$$= 0.6 \times \frac{140}{50}^{0.2} \times \sqrt{24} \times 2,216^{1.5} = 2,663.96 \text{ kN}$$

$$V_{b2} = 3.7 \sqrt{f_{ck}} C_{s1}^{1.5}$$

$$= 3.7 \times \sqrt{24} \times 2,216^{1.5} = 1,890.87 \text{ kN}$$

$$\Phi_{ed,v} = 0.763 \quad \Phi_{h,v} = 1.000$$

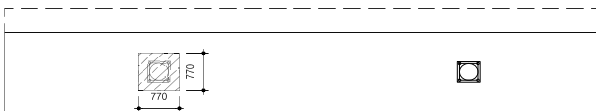
$$l_e = \text{MIN}[h_{ef}, 8d_u] = 140 \text{ mm}$$

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

$$= \frac{7,312,800}{22,097,952} \times 0.763 \times 1.000 \times 1,891 = 478 \text{ kN}$$

① 교축방향

C_{s1}	=	1,053	mm	S_L	=	350	mm
C_{s1}'	=	1,053	mm	S_T	=	350	mm
C_{s2}	=	2,745	mm	S_{2s}	=	5,500	mm
C_{s2}'	=	2,745	mm	S_{2y}	=	0	mm
h_{ef}	=	140	mm	h_{ef}'	=	140	mm (유효문힘깊이)
$1.5h_{ef}$	=	210.0	mm	$1.5h_{ef}'$	=	210.0	mm
$2 \times 1.5h_{ef}$	=	420.0	mm	$2 \times 1.5h_{ef}'$	=	420.0	mm



$$h_{ef} = 140 \text{ mm}$$

$$A_{vc} = 592,900 \text{ mm}^2 \text{ (투영면적 산정, 삽도참조)}$$

$$A_{vco} = 9h_{ef}^2 = 176,400 \text{ mm}^2$$

check $A_{vc} < n A_{vco} = 592,900 < 4 \times 176,400 = 705,600 \text{ mm}^2$

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

$$N_b = 10\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5} = 81.15 \text{ kN}$$

$$N_{cbg} = A_{vc} / A_{vco} \times \Phi_{ed,N} \times \Phi_{c,N} \times N_b$$

$$= \frac{592,900}{176,400} \times 1.000 \times 1.250 \times 81.2 = 341 \text{ kN}$$

$$k_{cp} = 2$$

$$V_{cp} = k_{cp} \times N_{cbg} = 2 \times 341 = 682 \text{ kN}$$

- 받침 1기당 보유성능

$$V_{cp} / N \text{ (받침개수)} = 682 / 1 = 682 \text{ kN}$$

2) 소요성능 : 액커부 요구성능

$$\text{교축방향: } F_{ACDL} = 104 \times 1 = 104 \text{ kN}$$

$$\text{교직방향: } F_{ACDT} = 108 \times 1 = 108 \text{ kN}$$

3) 평가

$$\text{교축방향 } \frac{V_{cbgI}}{F_{ACDL}} = \frac{688}{104} = 6.599 > 1.0 \text{ OK}$$

$$\text{교직방향 } \frac{V_{cbgT}}{F_{ACDT}} = \frac{478}{108} = 4.444 > 1.0 \text{ OK}$$

(4) 콘크리트 프라이아웃 파괴

1) 보유성능 : 콘크리트 파괴강도 V_{cp}

$$V_{cp} = k_{cp} \times N_{cbg}$$

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

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

$$N_{cbg} : \text{인장을 받는 액커 그룹의 콘크리트 파괴강도} \quad N_{cbg} = A_{vc} / A_{vco} \times \Phi_{ed,N} \times \Phi_{c,N} \times N_b$$

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

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

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

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

$$C_{smin} \geq 1.5h_{ef} \quad \Phi_{ed,N} = 1$$

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

$$N_b : \text{인장력을 받는 단일 액커의 기본 콘크리트 강도N}$$

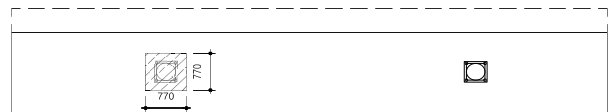
$$N_b = 3.9\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5} \quad (280 < h_{ef} < 635) \quad N_b = 10\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5}$$

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

$$\text{선설치액커: } \Phi_{c,N} = 1.25 \quad \text{후설치액커: } \Phi_{c,N} = 1.40$$

② 교직방향

C_{s1}	=	3,095	mm	S_L	=	350	mm
C_{s1}'	=	2,216	mm	S_T	=	350	mm
C_{s2}	=	703	mm	S_{2s}	=	5,500	mm
C_{s2}'	=	703	mm	S_{2y}	=	0	mm
h_{ef}	=	140	mm	h_{ef}'	=	140	mm (유효문힘깊이)
$1.5h_{ef}$	=	210.0	mm	$1.5h_{ef}'$	=	210.0	mm
$2 \times 1.5h_{ef}$	=	420.0	mm	$2 \times 1.5h_{ef}'$	=	420.0	mm



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

1면	C_{s1}	=	2,216	mm	$> 1.5h_{ef}$	=	210.0	mm
2면	C_{s2}	=	703	mm	$> 1.5h_{ef}$	=	210.0	mm
3면	C_{s2}'	=	703	mm	$> 1.5h_{ef}$	=	210.0	mm
4면	$S_T + S_{2s}$	=	5,850	mm	$> 2 \times 1.5h_{ef}$	=	420.0	mm
	S_{2y}	=	0	mm	$< 2 \times 1.5h_{ef}$	=	420.0	mm

- 액커의 유효문힘깊이 h_{ef} 재산정 불필요

$$\therefore h_{ef} = 140 \text{ mm}$$

3) 평가						
교축방향	$F_{ASDL} = \frac{V_{pgt}}{104} = 6.540$	>	1.0	OK		
교직방향	$F_{ASDT} = \frac{V_{pgt}}{108} = 6.343$	>	1.0	OK		

구분		방향	보유성능	소요성능	평가	
받침부	본체	교축	750	209	3.597	OK
		교직	750	215	3.488	OK
	앵커볼트	교축	2,767	104	26.536	OK
		교직	2,767	108	25.735	OK
	콘크리트	교축	688	104	6.599	OK
		교직	478	108	4.444	OK
	프라이아웃	교축	682	104	6.540	OK
		교직	682	108	6.343	OK

3) 기초 하단 지진력

구 분	연직력 N(kN)	수평력 H(kN)	모멘트 M(kN-m)	비 고
교 축 방 향	8,163	577	7,717	
교축직각방향	8,163	888	7,791	

구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	$e_t = M_t / V = 0.578 \leq 3.000$	O.K
교 축 직각	$e_y = M_y / V = 0.628 \leq 3.000$	O.K

※ 지진시 직접기초에 작용하는 하중의 합력이 작용하는 위치는 바닥판 중심으로부터 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,

$$B_f = B_f - 2 \times e_1 = 6.345 \text{ m}$$

- 하중의 편심을 고려한 기초의 유효재하깊이,

$$L_f = L_f - 2 \times e_2 = 6.244 \text{ m}$$

- 기초의 균일압밀, $D_f = 6.600 \text{ m}$

- 균일지반의 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(qu) 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	$q_u = \alpha \times c \times N_c + \beta \times \gamma_2 \times B_f \times N_r + \gamma_1 \times D_f \times N_q$	7.956 MPa
교 축 직각	$q_u = \alpha \times c \times N_c + \beta \times \gamma_2 \times B_f \times N_r + \gamma_1 \times D_f \times N_q$	7.956 MPa

형상계수, $\alpha = 1.300$ $\beta = 0.400$

$N_c = 57.8$ $N_q = 41.4$ $N_r = 47.3$

③ Meyerhof 제안식에 의한 지반의 극한지지력(qu) 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot B_f \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot i_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q$	11.075 MPa
교 축 직각	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot B_f \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot i_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q$	11.075 MPa

여기서, $K_p = \tan^2(45^\circ + \phi/2) = 3.690$

교 축 방향 형상계수, $s_c = 1 + 0.2 \times K_p \times B_f / L_f = 1.750$

$s_r = s_q = 1 + 0.1 \times K_p \times B_f / L_f = 1.375$

교 축 직각 방향 형상계수, $s_c = 1 + 0.2 \times K_p \times B_f / L_f = 1.750$

$s_r = s_q = 1 + 0.1 \times K_p \times B_f / L_f = 1.375$

교 축 방향 깊이계수, $d_c = 1 + 0.2 \times D_f / B \times \sqrt{K_p} = 1.338$

$d_r = d_q = 1 + 0.1 \times D_f / B \times \sqrt{K_p} = 1.169$

교 축 직각 방향 깊이계수, $d_c = 1 + 0.2 \times D_f / B \times \sqrt{K_p} = 1.338$

$d_r = d_q = 1 + 0.1 \times D_f / B \times \sqrt{K_p} = 1.169$

경사계수, $i_c = i_q = (1 - \beta/90)^\beta = 1.000$

$i_r = (1 - \beta/\phi)^\beta = 1.000$

$N_c = 46.1$ $N_q = 33.3$ $N_r = 37.2$

④ Hansen 제안식에 의한 지반의 극한지지력(qu) 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot g_c \cdot b_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot B_f \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot g_r \cdot b_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot g_q \cdot b_q$	9.140 MPa
교 축 직각	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot g_c \cdot b_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot B_f \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot g_r \cdot b_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot g_q \cdot b_q$	9.140 MPa

여기서는 경사계수 미고려

$N_c = 46.1$ $N_q = 33.3$ $N_r = 37.2$

교 축 방향 형상계수, $s_c = 1 + B_f / L_f \times N_q / N_c = 1.734$

$s_r = 1 - 0.4 \times B_f / L_f \geq 0.6 = 0.600$

$s_q = 1 + B_f / L_f \times \tan \phi = 1.712$

교 축 직각 방향 형상계수, $s_c = 1 + B_f / L_f \times N_q / N_c = 1.734$

$s_r = 1 - 0.4 \times B_f / L_f \geq 0.6 = 0.600$

$s_q = 1 + B_f / L_f \times \tan \phi = 1.712$

교 축 방향 깊이계수, $(D_f \leq B_f)$

$d_c = 1 + 0.4 \times D_f / B = 1.352$

$d_r = 1 + 2 \times \tan \phi \times (1 - \sin \phi)^2 \times D_f / B = 1.224$

$d_q = 1 = 1.000$

교 축 직각 방향 깊이계수, $(D_f \leq L_f)$

$d_c = 1 + 0.4 \times D_f / B = 1.352$

$d_r = 1 + 2 \times \tan \phi \times (1 - \sin \phi)^2 \times D_f / B = 1.224$

$d_q = 1 = 1.000$

지반계수(수평지반),

$g_c = 1 - \psi' / 147^\circ = 1.000$

$g_r = g_q = (1 - 0.5 \tan \psi')^5 = 1.000$

기초계수(수평지반),

$g_c = 1 - \eta' / 147^\circ = 1.000$

$b_r = \exp(-2.7 \times \eta \times \tan \phi) = 1.000$

$b_q = \exp(-2 \times \eta \times \tan \phi) = 1.000$

⑤ 지반의 극한지지력(qu) 산정결과

구 분	Terzaghi	Meyerhof	Hansen	평균값 적용
교 축	7.956 MPa	11.075 MPa	9.140 MPa	9.391 MPa
교 축 직각	7.956 MPa	11.075 MPa	9.140 MPa	9.391 MPa

⑥ 지반반력 산정

구 분	구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	작용폭	$x_L = 3 \times (B/2 - e) = 9.517$	> 7.500
	지반반력	$q_{\max, \min} = (V/L/B) \pm (6 \times M/L/B^2)$	$q_{\max} = 0.407 \text{ MPa}$
			$q_{\min} = 0.150 \text{ MPa}$
교 축 직각	작용폭	$x_1 = 3 \times (L/2 - e_1) = 9.365$	> 7.500
	지반반력	$q_{\max, \min} = (V/B/L) \pm (6 \times M/B/L^2)$	$q_{\max} = 0.418 \text{ MPa}$
			$q_{\min} = 0.138 \text{ MPa}$

⑦ 지지력에 대한 안정성 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	$q_u / q_a = 23.077$	≥ 2.000
교 축 직각	$q_u / q_a = 22.458$	≥ 2.000

(c) 활동에 대한 안정성 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	$H_c / H_L = 16.283$	≥ 1.200
교 축 직각	$H_c / H_L = 10.577$	≥ 1.200

여기서,

전단저항력, $H_c = c_0 \times A' + V \times \tan \phi_0$

기초저면과 지반의 부착력, $c_0 = 0$

기초저면과 지반과의 마찰계수, $\tan \phi_0 = 0.6$

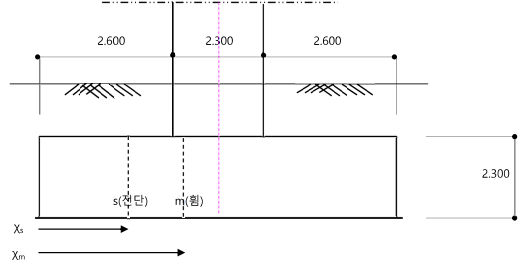
3) 단면 검토

(a) 교 축 방향

① 위험단면 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$X_m = 2.600 + (2.300 - 2.038)/2$	2.731 m
전단	$X_s = 2.731 - 2.200/2$	1.631 m

② 교 축 방향 위험단면



③ 위험단면에서의 반력크기

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$q_m = ((q_{\max} - q_{\min}) \times (X_c - X_m) / X_c) + q_{\min}$	0.333 MPa
전단	$q_s = ((q_{\max} - q_{\min}) \times (X_c - X_s) / X_c) + q_{\min}$	0.363 MPa

④ 단면력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
기초자중 등에 의한 단면력	$M_{기초} = h \times X_m \times L \times \gamma_L \times 1$	1608 kN-m
	$V_{기초} = h \times X_s \times L \times \gamma_L$	703 kN
상재하중에 의한 단면력	$M_{상재} = h' \times X_m \times L \times \gamma_L \times 1$	2285 kN-m
	$V_{상재} = h' \times X_s \times L \times \gamma_L$	999 kN
지반반력에 의한 단면력	$M_{지반} = [q_m \times X_m^2 / 2 + (q_{\max} - q_m) \times (2 \times 2 \times X_m^2 / 3)] \times L$	10692 kN-m
	$V_{지반} = (q_s \times X_s + (q_{\max} - q_s) \times 2 \times X_s) \times L$	4708 kN
기초의 단면력	$M_u = M_{지반} - M_{기초} - M_{상재}$	6799 kN-m
	$V_u = V_{지반} - V_{기초} - V_{상재}$	3005 kN

⑤ 단면 검토

구 분	계 산 과 정					결 과
휨	ΦM_n	=	10522	$\geq$	6799	O.K
전단	ΦV_n	=	14289	$\geq$	3005	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}	=	27	Mpa	f_y	=	300	Mpa
b	=	7500	mm	d	=	2200	mm
Φf	=	1.000		Φv	=	1.000	

- 휨 검토 1단 : D 19 - 56 ea

A_s	=	16044	mm ²
	=	28.0	mm

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

- 전단 검토

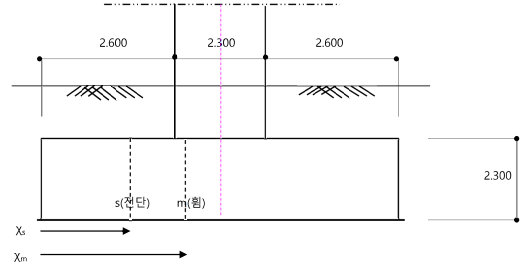
$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 14289 \text{ kN}$$

(b) 교축직각방향

① 위험단면 선정

구 분	계 산 과 정				결 과
휨	X_m	=	2.600 + (2.300 - 2.038)/2		2.731 m
전단	X_u	=	2.731 - 2.175/2		1.643 m

② 교축직각방향 위험단면



③ 위험단면에서의 반력크기

구 분	계 산 과 정				결 과
휨	q_m	=	$((q_{max} - q_{min}) \times (X_l - X_u) / X_l) + q_{min}$		0.337 MPa
전단	q_s	=	$((q_{max} - q_{min}) \times (X_l - X_u) / X_l) + q_{min}$		0.369 MPa

④ 단면력 산정

구 분	계 산 과 정				결 과
기초자중에 의한 단면력	$M_{기초}$	=	$h \times X_{기초} \times B \times \gamma_c \times l$		1608 kN-m
	$V_{기초}$	=	$h \times X_{기초} \times B \times \gamma_c$		709 kN
상재하중에 의한 단면력	$M_{상재}$	=	$h' \times X_{상재} \times B \times \gamma_c \times l$		2285 kN-m
	$V_{상재}$	=	$h' \times X_{상재} \times B \times \gamma_c$		1007 kN
지반반력에 의한 단면력	$M_{지반}$	=	$[q_m \times X_{기초}^2 / 2 + (q_{max} - q_m) / 2 \times 2 \times X_{기초}^2 / 3] \times B$		10933 kN-m
	$V_{지반}$	=	$(q_s \times X_{기초} + (q_{max} - q_s) / 2 \times X_{기초}) \times B$		4851 kN
기초의 단면력	M_u	=	$M_{지반} - M_{기초} - M_{상재}$		7041 kN-m
	V_u	=	$V_{지반} - V_{기초} - V_{상재}$		3136 kN

⑤ 단면 검토

구 분	계 산 과 정					결 과
휨	ϕM_n	=	10401	$\geq$	7041	O.K
전단	ϕV_n	=	14127	$\geq$	3136	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}	=	27	Mpa	f_y	=	300	Mpa
b	=	7500	mm	d	=	2175	mm
Φf	=	1.000		Φv	=	1.000	

- 휨 검토 1단 : D 19 - 56 ea

A_s	=	16044	mm ²
	=	28.0	mm

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

- 전단 검토

$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 14127 \text{ kN}$$

4) 결과 요약

구 분			보유성능	소요성능	S.F	판정
안정성 검토	전도	교축	3.000	0.578	5.193	O.K
		교축직각	3.000	0.628	4.776	O.K
	지지력	교축	23.077	2.000	11.539	O.K
		교축직각	22.458	2.000	11.229	O.K
	활동	교축	16.283	1.200	13.569	O.K
		교축직각	10.577	1.200	8.814	O.K
단면 검토	휨	교축	10522	6799	1.548	O.K
		교축직각	10401	7041	1.477	O.K
	전단	교축	14289	3005	4.755	O.K
		교축직각	14127	3136	4.505	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

$M'_{기}$	=	$\text{Min} [M'_{기}, M'_{기,comb}]$	=	$\text{Min} [19.931, 8.252]$
$V'_{기}$	=	$\text{Min} [V'_{기}, V'_{기,comb}]$	=	$\text{Min} [2.533, 1.216]$

• 기초부 교직방향

$M'_{기}$	=	$\text{Min} [M'_{기}, M'_{기,comb}]$	=	$\text{Min} [19.930, 9.890]$
$V'_{기}$	=	$\text{Min} [V'_{기}, V'_{기,comb}]$	=	$\text{Min} [2.138, 1.311]$

1) 교축방향 지진력

• 교각하단의 작용력

- 연직력	:	N	=	9.645	×	1	=	9.645 kN
- 수평력	:	H	=	1.216	×	1	=	1.216 kN
- 모멘트	:	M	=	8.252	×	1	=	8.252 kN-m

2) 교축직각방향 지진력

• 교각하단의 작용력

- 연직력	:	N	=	9.645	×	1	=	9.645 kN
- 수평력	:	H	=	1.311	×	1	=	1.311 kN
- 모멘트	:	M	=	9.890	×	1	=	9.890 kN-m

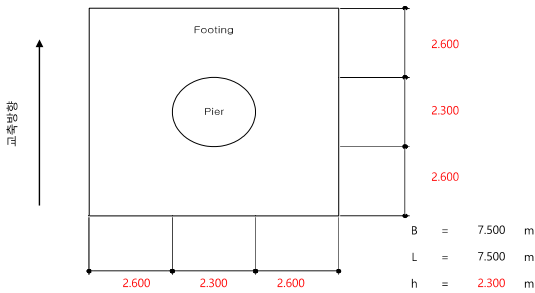
3) 기초 하단 지진력

구 분	연직력 N(kN)	수평력 H(kN)	모멘트 M(kN-m)	비 고
교 축 방 향	9.645	1.216	8.252	
교 축 직 각 방 향	9.645	1.311	9.890	

11. 기초부 평가

11.2 교각 3

11.2.1 검토조건



11.2.2 내진성능평가

1) 안정성 검토

(a) 말뚝의 허용연직지지력 산정

① 말뚝의 허용연직압축지지력(Ra)

구 분	계 산 과 정	결 과
Ra	$\gamma/n \times R_u$	4213 kN

Ra : 말뚝의 허용연직압축지지력

γ : 극한지지력 추정법의 상위에 의한 안전율의 보정계수 ($\gamma = 1.0$)

n : 안전율 (지진시 ; $n = 2$)

R_u : 지반조건에 따라 결정되는 말뚝의 극한지지력

$$R_u = qd + U \times \sum (l_i \cdot f_i) = 8426 \text{ kN}$$

qd : 말뚝 선단 지반의 극한지지력

$$qd = \alpha \times q_u \times A = 7094 \text{ kN}$$

α : 감소계수는 0.2~0.5의 값을 가지며 평균값 0.35의 값을 적용

q_u : 말뚝 선단 지반의 일축압축강도 = 100000 kN/m²

A : 말뚝의 선단면적

$$A = \pi \times D^2 = 0.203 \text{ m}^2$$

U : 말뚝의 둘레길이 = 1.596 m

l_i : 주변마찰력을 고려하는 층의 두께

f_i : 주변마찰력을 고려하는 층의 최대 주변마찰력

$$\begin{aligned} \beta &= \sqrt[4]{[(kh \times D)/(4 \times Ep \times lp)]} = 0.9592 \text{ m}^{-1} \\ kh &= kh0 \times (BH/0.3)^{-3/4} = 449959 \text{ kN/m}^3 \\ kh0 &= 1/0.3 \times \alpha \times Eo \quad (\text{지진시 } \alpha=2) = 933333 \text{ kN/m}^3 \\ Eo &= 2800 \times N \quad (1/\beta \text{ 값이 예서의 } N \text{ 지}) = 140000 \text{ kN/m}^2 \\ BH &= \sqrt{(D/\beta)} \quad (\beta_{\text{정식}} \text{ 적용}) = 0.7936 \text{ m} \\ \beta_{\text{정식}} &= \sqrt[4]{[(\alpha \times Eo)^5 \times D^5]/(0.3^2 \times 2^{16} \times (Ep \times lp)^5)} = 0.8066 \text{ m}^{-1} \\ Ep &= \text{말뚝의 탄성계수} = 200000 \text{ N/mm}^2 \\ lp &= \text{말뚝의 단면 2차 모멘트} = 0.000338 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

(c) 기초의 두께 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
$\beta \cdot \lambda$	0.382 < 1.000	강제취급

$$\begin{aligned} \beta &= \sqrt[4]{[(3 \times k)/(E \times h^3)]} = 0.147 \text{ m}^{-1} \\ k &= Kp = Kv \times (m \times n)/(B \times L) = 50649 \text{ kN/m}^3 \\ E &= 8,500 \times \sqrt{f_{cu}} = 26702 \text{ Mpa} \\ \lambda &= \text{Max}[l, b] = 2.600 \text{ m} \\ h &= \text{직접기초의 두께} = 2.300 \text{ m} \end{aligned}$$

(d) 말뚝머리의 안정성 검토

① 무리말뚝 원점의 변위량($\delta_x, \delta_y, \alpha$) 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	$A_{xx} \times \delta_x + A_{xy} \times \delta_y - A_{\alpha\alpha} \times \alpha = V$	$\delta_x = 0.000602 \text{ m}$
	$A_{yx} \times \delta_x + A_{yy} \times \delta_y - A_{\alpha\alpha} \times \alpha = H_{교축}$	$\delta_y = 0.005667 \text{ m}$
	$A_{\alpha x} \times \delta_x + A_{\alpha y} \times \delta_y - A_{\alpha\alpha} \times \alpha = M_{교축}$	$\alpha = 0.000763 \text{ rad}$
교 축 직 각	$A_{xx} \times \delta_x + A_{xy} \times \delta_y - A_{\alpha\alpha} \times \alpha = V$	$\delta_x = 0.000683 \text{ m}$
	$A_{yx} \times \delta_x + A_{yy} \times \delta_y - A_{\alpha\alpha} \times \alpha = H_{교축직각}$	$\delta_y = 0.005667 \text{ m}$
	$A_{\alpha x} \times \delta_x + A_{\alpha y} \times \delta_y - A_{\alpha\alpha} \times \alpha = M_{교축직각}$	$\alpha = 0.000888 \text{ rad}$
일반식	$\begin{bmatrix} \delta_x \\ \delta_y \\ \alpha \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} A_{xx} & A_{xy} & A_{\alpha x} \\ A_{yx} & A_{yy} & A_{\alpha y} \\ A_{\alpha x} & A_{\alpha y} & A_{\alpha\alpha} \end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix} H_o \\ V_o \\ M_o \end{bmatrix}$	

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

지 중	l_i (m)	N	f_i (kN/m ²)	$l_i \cdot f_i$ (kN/m)
사질토	4.200	30	60	252.00
자갈층	2.800	30	60	168.00
층화암	4.148	50	100	414.80
$\sum (l_i \cdot f_i) =$				834.80

⑤ 말뚝의 허용연직인발지지력(Pa)

구 분	계 산 과 정	결 과
Pa	$1/n \times Pu + W$	501 kN

Pa : 말뚝의 허용연직인발지지력

n : 안전율 (지진시 ; $n = 3$)

Pu : 말뚝의 극한인발력

$$Pu = U \times \sum (l_i \cdot f_i) = 1332 \text{ kN}$$

W : 말뚝의 유효중량

$$= 56 \text{ kN}$$

(b) 말뚝의 스프링정수 산정

① 말뚝의 축방향 스프링정수(Kv)

구 분	계 산 과 정	결 과
Kv	$a \times Ap \times Ep/L$	113961 kN/m

$$a = 0.010 \times (L/D) + 0.36 = 0.581$$

$$do : \text{부식을 고려한 지름} = 504 \text{ mm}$$

$$Ap : \text{말뚝의 순단면적} = 10930 \text{ mm}^2$$

$$Ep : \text{말뚝의 탄성계수} = 200000 \text{ N/mm}^2$$

$$L : \text{말뚝 길이} = 11148 \text{ mm}$$

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

구 분	계 산 과 정	결 과
K1	$4E\beta^3$	238302 kN/m
K2	$2E\beta^2$	124220 kN/rad
K3	$2E\beta^2$	124220 kN-m/m
K4	$2E\beta$	129504 kN-m/rad

i) 교축방향

구 분	계 산 과 정	결 과
A_{xx}	$\sum (K_1 \cos^2 \theta_i + K_2 \sin^2 \theta_i)$	5957558
$A_{xy}A_{yx}$	$\sum (K_2 - K_1) \sin \theta_i \cos \theta_i$	0
$A_{\alpha x}A_{\alpha x}$	$\sum \{(K_2 - K_1) x_i \sin \theta_i \cos \theta_i - K_2 \cos \theta_i\}$	-3105489
A_{yy}	$\sum (K_2 \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)$	2849022
$A_{y\alpha}A_{\alpha y}$	$\sum \{K_2 \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i\} x_i + K_2 \sin \theta_i$	0
$A_{\alpha\alpha}$	$\sum \{K_2 \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i\} x_i^2 + (K_2 + K_3) x_i \sin \theta_i + K_4\}$	16927140

구 분	n	xi	A_{xx}	$A_{xy}A_{yx}$	$A_{\alpha x}A_{\alpha x}$	A_{yy}	$A_{y\alpha}A_{\alpha y}$	$A_{\alpha\alpha}$
1열	5	3.100	1191512	0	-621098	569804	0	6123338
2열	5	1.550	1191512	0	-621098	569804	0	2016473
3열	5	0.000	1191512	0	-621098	569804	0	647518
4열	5	-1.550	1191512	0	-621098	569804	0	2016473
5열	5	-3.100	1191512	0	-621098	569804	0	6123338

ii) 교축직각방향

구 분	계 산 과 정	결 과
A_{xx}	$\sum (K_1 \cos^2 \theta_i + K_2 \sin^2 \theta_i)$	5957558
$A_{xy}A_{yx}$	$\sum (K_2 - K_1) \sin \theta_i \cos \theta_i$	0
$A_{\alpha x}A_{\alpha x}$	$\sum \{(K_2 - K_1) x_i \sin \theta_i \cos \theta_i - K_2 \cos \theta_i\}$	-3105489
A_{yy}	$\sum (K_2 \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)$	2849022
$A_{y\alpha}A_{\alpha y}$	$\sum \{K_2 \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i\} x_i + K_2 \sin \theta_i$	0
$A_{\alpha\alpha}$	$\sum \{K_2 \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i\} x_i^2 + (K_2 + K_3) x_i \sin \theta_i + K_4\}$	16927140

구 분	n	xi	A_{xx}	$A_{xy}A_{yx}$	$A_{\alpha x}A_{\alpha x}$	A_{yy}	$A_{y\alpha}A_{\alpha y}$	$A_{\alpha\alpha}$
1열	5	3.100	1191512	0	-621098	569804	0	6123338
2열	5	1.550	1191512	0	-621098	569804	0	2016473
3열	5	0.000	1191512	0	-621098	569804	0	647518
4열	5	-1.550	1191512	0	-621098	569804	0	2016473
5열	5	-3.100	1191512	0	-621098	569804	0	6123338

② 말뚝머리의 변위량 및 반력 산정

i) 교축방향

구 분	δ_{yi}	δ_{yj}	P_{Ni}	P_{Hi}	M_{bi}
1열	0.000602	0.008033	915.422	48.620	24.066
2열	0.000602	0.006850	780.635	48.620	24.066
3열	0.000602	0.005667	645.847	48.620	24.066
4열	0.000602	0.004485	511.060	48.620	24.066
5열	0.000602	0.003302	376.273	48.620	24.066

여기서, $\delta_{yi} = \delta_y \times \cos\theta_i - (\delta_y + \alpha \times x_i) \times \sin\theta_i$

$\delta_{yj} = \delta_y \times \sin\theta_i + (\delta_y + \alpha \times x_i) \times \cos\theta_i$

$P_{Ni} = K_v \times \delta_{yi}$

$P_{Hi} = K1 \times \delta_{yi} - K2 \times \alpha$

$M_{bi} = -K3 \times \delta_{yi} + K4 \times \alpha$

ii) 교축직각방향

구 분	δ_{yj}	δ_{yi}	P_{Ni}	P_{Hi}	M_{bi}
1열	0.000683	0.008419	959.407	52.424	30.145
2열	0.000683	0.007043	802.627	52.424	30.145
3열	0.000683	0.005667	645.847	52.424	30.145
4열	0.000683	0.004292	489.068	52.424	30.145
5열	0.000683	0.002916	332.288	52.424	30.145

여기서, $\delta_{yi} = \delta_y \times \cos\theta_i - (\delta_y + \alpha \times x_i) \times \sin\theta_i$

$\delta_{yj} = \delta_y \times \sin\theta_i + (\delta_y + \alpha \times x_i) \times \cos\theta_i$

$P_{Ni} = K_v \times \delta_{yi}$

$P_{Hi} = K1 \times \delta_{yi} - K2 \times \alpha$

$M_{bi} = -K3 \times \delta_{yi} + K4 \times \alpha$

(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	0.214320	24.066	0.000	-48.620
2	1.115	0.093674	-4.042	-15.256	-7.284
3	2.230	0.005663	-4.169	-5.035	3.324
4	3.344	-0.009167	-0.900	0.136	1.955
5	4.459	-0.003693	0.194	0.638	0.254
6	5.574	-0.000139	0.170	0.195	-0.147
7	6.689	0.000389	0.033	-0.011	-0.078
8	7.804	0.000145	-0.009	-0.027	-0.009
9	8.918	0.000002	-0.007	-0.007	0.006
10	10.033	-0.000016	-0.001	0.001	0.003
11	11.148	-0.000006	0.000	0.001	0.000

$y = (P_{H0}/2EI\beta^3) \times e^{-\beta x} \times [(1 + \beta \times ho) \times \cos(\beta x) - \beta \times ho \times \sin(\beta x)]$

$M_{고정} = -(P_{H0}/\beta) \times e^{-\beta x} \times [\beta \times ho \times \cos(\beta x) + (1 + \beta \times ho) \times \sin(\beta x)]$

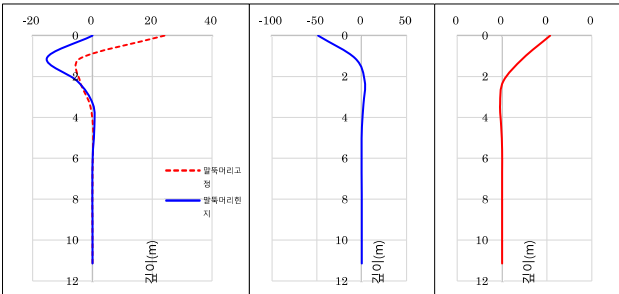
$M_{힌지} = -(P_{H0}/\beta) \times e^{-\beta x} \times \sin(\beta x)$

$S = -P_{H0} \times e^{-\beta x} \times [\cos(\beta x) - (1 + 2 \times \beta \times ho) \times \sin(\beta x)]$

$P_{Hi} = 48.620 \text{ kN}$

$\beta = 0.959 \text{ m}^{-1}$

$ho = M_{bi} / P_{Hi} = -494.971 \text{ mm}$



< 모멘트선도 >

< 전단력선도 >

< 변위선도 >

③ 말뚝머리의 변위량과 지지력에 대한 안정성 검토

구 분	계 산 과 정				결 과
	수평변위(mm)	보유성능	소요성능	S.F	
교 축	연직압축지지력(kN)	4213	915	4.602	O.K
	연직인발지지력(kN)	501	0	-	O.K
	수평변위(mm)	15.000	0.683	21.973	O.K
교 축 직각	연직압축지지력(kN)	4213	959	4.391	O.K
	연직인발지지력(kN)	501	0	-	O.K

※ 말뚝의 허용 변위량은 0.01D로 산정하지만 말뚝의 직경이 1,500mm 이하인

경우에는 $\delta a = 15\text{mm}$ 를 사용한다.

② 말뚝의 응력 검토

구 분	계 산 과 정		결 과
말뚝머리 고정	$l_{inf} = 1/\beta \times \tan^{-1} [1/(1 + 2 \times \beta \times ho)]$		1585 mm
	$M_{inf} = -(P_{H0}/2\beta) \times \sqrt{[(1 + 2 \times \beta \times ho)^2 + 1]} \times e^{-\beta \times l_{inf}}$		-5.548 kN·m
말뚝머리 힌지	$l_{nh} = \pi/(4 \times \beta)$		819 mm
	$M_{nh} = -0.3224 \times (P_{H0}/\beta)$		-16.342 kN·m
최대 부재력	$M_{max} = \max[M_{고정} , M_{힌지} , M_{inf} , M_{nh}]$		24.066 kN·m
	$S_{max} = S $		48.620 kN
말뚝 응력 검토	$f_t = 65.646$	≤ 210.000	O.K
	$f_c = 101.866$	≤ 210.000	O.K
	$f_s = 4.448$	≤ 120.000	O.K

여기서, l_{inf}, l_{nh} : 지중부 최대 모멘트의 작용 길이

M_{inf}, M_{nh} : 지중부 최대 모멘트의 크기

f_t : 말뚝의 최대 인장응력

$f_t = P_{H0}/Ap - M_{max}/(D/2l)$

f_{t0} : 말뚝의 허용 휨인장응력 = 210.000 Mpa

f_c : 말뚝의 최대 압축응력

$f_c = P_{H0}/Ap + M_{max}/(D/2l)$

f_{c0} : 말뚝의 허용 휨압축응력 = 210.000 Mpa

f_s : 말뚝의 최대 전단응력

$f_s = S_{max}/Ap$

f_{s0} : 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

$\mu_2 = \text{MAX}(L/d - n, 0) = 0.000$

$\mu = \mu_1 + \mu_2 = 0.000$

ii) 교축직각방향

① 말뚝의 변위 및 부재력

구 분	깊이 x(m)	변위 y(mm)	모멘트, M(kN·m)		전단력 S(kN)
			말뚝머리 고정	말뚝머리 한지	
1	0.000	0.197305	30.145	0.000	-52.424
2	1.115	0.105596	-2.403	-16.450	-10.277
3	2.230	0.011602	-4.344	-5.429	2.785
4	3.344	-0.008612	-1.151	0.147	2.130
5	4.459	-0.004209	0.132	0.688	0.375
6	5.574	-0.000374	0.179	0.210	-0.127
7	6.689	0.000372	0.044	-0.012	-0.086
8	7.804	0.000167	-0.007	-0.029	-0.013
9	8.918	0.000011	-0.007	-0.008	0.006
10	10.033	-0.000016	-0.002	0.001	0.003
11	11.148	-0.000007	0.000	0.001	0.000

$$y = (P_{H0}/2EI\beta^3) \times e^{-\beta x} \times [(1 + \beta \times h_0) \times \cos(\beta x) - \beta \times h_0 \times \sin(\beta x)]$$

$$M_{\text{고정}} = -(P_{H0}/\beta) \times e^{-\beta x} \times [\beta \times h_0 \times \cos(\beta x) + (1 + \beta \times h_0) \times \sin(\beta x)]$$

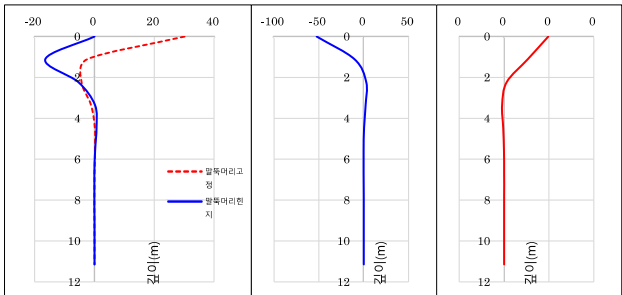
$$M_{\text{한지}} = -(P_{H0}/\beta) \times e^{-\beta x} \times \sin(\beta x)$$

$$S = -P_{H0} \times e^{-\beta x} \times [\cos(\beta x) - (1 + 2 \times \beta \times h_0) \times \sin(\beta x)]$$

$$P_{H0} = 52.424 \text{ kN}$$

$$\beta = 0.959 \text{ m}^{-1}$$

$$h_0 = M_0 / P_{H0} = -575.019 \text{ mm}$$



< 모멘트선도 >

< 전단력선도 >

< 변위선도 >

② 말뚝의 응력 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
말뚝머리 고정	$l_{mf} = 1/\beta \times \tan^{-1} [1/(1+2 \times \beta \times h_0)]$	-1530 mm
	$M_{mf} = -(P_{H0}/2\beta) \times \sqrt{[(1+2 \times \beta \times h_0)^2 + 1]} \times e^{-\beta \times l_{mf}}$	-119.248 kN·m
말뚝머리 한지	$l_{mh} = \pi/(4 \times \beta)$	819 mm
	$M_{mh} = -0.3224 \times (P_{H0}/\beta)$	-17.620 kN·m
최대 부재력	$M_{\text{max}} = \max[M_{\text{고정}} , M_{\text{한지}} , M_{mf} , M_{mh}]$	119.248 kN·m
	$S_{\text{max}} = S $	52.424 kN
말뚝 응력 검토	$f_t = 0.000 \leq 210.000$	O.K
	$f_c = 177.518 \leq 210.000$	O.K
	$f_s = 4.797 \leq 120.000$	O.K

여기서, l_{mf} , l_{mh} : 지중부 최대 모멘트의 작용 길이

M_{mf} , M_{mh} : 지중부 최대 모멘트의 크기

f_t : 말뚝의 최대 인장응력

$$f_t = P_{H0}/A_p - M_{\text{max}} \times (D/2I)$$

$$f_{\text{so}}: \text{말뚝의 허용 휨인장응력} = 210.000 \text{ Mpa}$$

f_c : 말뚝의 최대 압축응력

$$f_c = P_{H0}/A_p + M_{\text{max}} \times (D/2I)$$

$$f_{\text{so}}: \text{말뚝의 허용 휨인장응력} = 210.000 \text{ Mpa}$$

f_s : 말뚝의 최대 전단응력

$$f_s = S_{\text{max}}/A_p$$

$$f_{\text{so}}: \text{말뚝의 허용 전단응력} = 120.000 \text{ Mpa}$$

μ_1 : 이음에 의한 허용응력 감소율

$$\mu_1 = 0.05 \times \text{이음개수} = 0.000$$

μ_2 : 세장비 의한 허용응력 감소율

$$\mu_2 = \text{MAX}(L/d - n, 0) = 0.000$$

$$\mu = \mu_1 + \mu_2 = 0.000$$

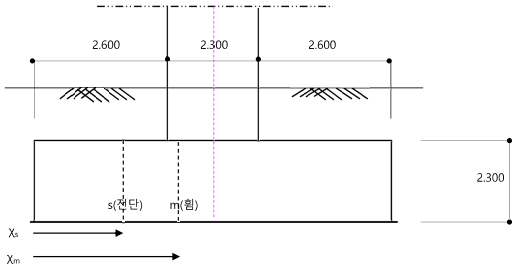
2) 단면 평가

(a) 교축방향

① 위험단면 선정

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$X_m = 2.600 + (2.300 - 2.038)/2$	2.731 m
전단	$X_s = 2.731 - 2.100/2$	1.681 m

② 교축방향 위험단면



③ 말뚝의 반력

구 분	계 산 과 정			결 과
	P_{Hi}	x	n	
R1	915.422	x	5	4577 kN
R2	780.635	x	5	3903 kN
R3		x		
R4		x		
R5		x		

④ 단면력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
기초자중에 의한 단면력	$M_{기초} = h \times X_{m0} \times L \times Y_L \times I$	1608 kN·m
	$V_{기초} = h \times X_{s0} \times L \times Y_L \times I$	725 kN
상재하중에 의한 단면력	$M_{상재} = h' \times X_{m0} \times L \times Y_L \times I$	1753 kN·m
	$V_{상재} = h' \times X_{s0} \times L \times Y_L \times I$	790 kN
말뚝반력에 의한 단면력	$M_{말뚝} = R1 \times 2.081 + R2 \times 0.531$	11596 kN·m
	$V_{말뚝} = R1$	4577 kN
기초의 단면력	$M_u = M_{말뚝} - M_{기초} - M_{상재}$	8235 kN·m
	$V_u = V_{말뚝} - V_{기초} - V_{상재}$	3062 kN

⑤ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\Phi M_n = 17666 \geq 8235$	O.K
전단	$\Phi V_n = 13640 \geq 3062$	O.K

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

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

$$f_{ck} = 27 \text{ Mpa} \quad f_y = 300 \text{ Mpa}$$

$$b = 7500 \text{ mm} \quad d = 2100 \text{ mm}$$

$$\Phi f = 1.000 \quad \Phi v = 1.000$$

$$\text{- 휨 검토} \quad 1\text{단} : D \quad 25 \quad 56 \quad ea \quad A_s = 28375 \text{ mm}^2$$

$$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 49.5 \text{ mm}$$

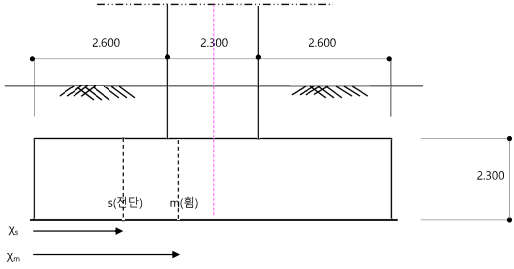
$$\text{- 전단 검토} \quad \Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 13640 \text{ kN}$$

(b) 교축직각방향

① 위험단면 선정

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$X_m = 2.600 + (2.300 - 2.038)/2$	2.731 m
전단	$X_s = 2.731 - 2.100/2$	1.681 m

② 교축직각방향 위험단면



③ 말뚝의 반력

구 분	계 산 과 정		결 과
	P_{Hi}	$x \times n$	
R1	959.407	$x \times 5$	4797 kN
R2	802.627	$x \times 5$	4013 kN
R3		x	
R4		x	
R5		x	

④ 단면력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
기초자중에 의한 단면력	$M_{기초} = h \times X_m \times B \times \gamma_c \times l$	1608 kN·m
	$V_{기초} = h \times X_c \times B \times \gamma_c$	725 kN
상재하중에 의한 단면력	$M_{상재} = h' \times X_m \times B \times \gamma_t \times l$	1753 kN·m
	$V_{상재} = h' \times X_c \times B \times \gamma_t$	790 kN
말뚝반력에 의한 단면력	$M_{말뚝} = R1 \times 2.081 + R2 \times 0.531$	12112 kN·m
	$V_{말뚝} = R1$	4797 kN
기초의 단면력	$M_u = M_{말뚝} - M_{기초} - M_{상재}$	8751 kN·m
	$V_u = V_{말뚝} - V_{기초} - V_{상재}$	3282 kN

⑤ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\Phi M_n = 17666 \geq 8751$	O.K
전단	$\Phi V_n = 13640 \geq 3282$	O.K

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

$\Phi V_n = \Phi V_c + \Phi V_s$ ($\Phi V_c \geq V_s$ 이므로, 전단철근 ΦV_s 미고려)

$f_{ck} = 27 \text{ Mpa}$, $f_y = 300 \text{ Mpa}$
 $b = 7500 \text{ mm}$, $d = 2100 \text{ mm}$
 $\phi_f = 1.000$, $\phi_v = 1.000$
- 휨 검토 1단 : D 25 - 56 ea
 $A_s = 28375 \text{ mm}^2$
 $a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 49.5 \text{ mm}$
- 전단 검토
 $\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 13640 \text{ kN}$

3) 결과 요약

구 분		보유성능	소요성능	S.F	판정
안정성 검토	수평변위	교축	15.000	0.602	24.926 O.K
		교축직각	15.000	0.683	21.973 O.K
	연직 압축지지력	교축	4213	915	4.602 O.K
		교축직각	4213	959	4.391 O.K
	연직 인발지지력	교축	501	0	- O.K
		교축직각	501	0	- O.K
말뚝 응력 검토	휨안장응력	교축	210.000	65.646	3.199 O.K
		교축직각	210.000	0.000	- O.K
	휨압축응력	교축	210.000	101.866	2.062 O.K
		교축직각	210.000	177.518	1.183 O.K
	휨전단응력	교축	120.000	4.448	26.975 O.K
		교축직각	120.000	4.797	25.018 O.K
단면 검토	휨	교축	17666	8235	2.145 O.K
		교축직각	17666	8751	2.019 O.K
	전단	교축	13640	3062	4.455 O.K
		교축직각	13640	3282	4.156 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) P6

• 기초부 교축방향

$M'_{E1} = \text{Min} \{ M'_{E1}, M'_{E1,comb} \} = \text{Min} [19.471, 7.593]$
 $V'_{E1} = \text{Min} \{ V'_{E1}, V'_{E1,comb} \} = \text{Min} [2.607, 1.277]$

• 기초부 교직방향

$M'_{E2} = \text{Min} \{ M'_{E2}, M'_{E2,comb} \} = \text{Min} [19.510, 8.160]$
 $V'_{E2} = \text{Min} \{ V'_{E2}, V'_{E2,comb} \} = \text{Min} [2.187, 1.069]$

1) 교축방향 지진력

• 교각하단의 작용력

- 연직력 : $N = 8.673 \times 1 = 8.673 \text{ kN}$
- 수평력 : $H = 1.277 \times 1 = 1.277 \text{ kN}$
- 모멘트 : $M = 7.593 \times 1 = 7.593 \text{ kNm}$

2) 교축직각방향 지진력

• 교각하단의 작용력

- 연직력 : $N = 8.673 \times 1 = 8.673 \text{ kN}$
- 수평력 : $H = 1.069 \times 1 = 1.069 \text{ kN}$
- 모멘트 : $M = 8.160 \times 1 = 8.160 \text{ kNm}$

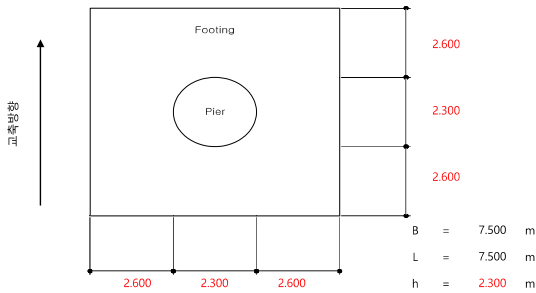
3) 기초 하단 지진력

구 분	연직력 N(kN)	수평력 H(kN)	모멘트 M(kN·m)	비 고
교 축 방 향	8.673	1.277	7.593	
교축직각방향	8.673	1.069	8.160	

11. 기초부 평가

11.3 교각 6

11.3.1 검토조건



11.3.2 내진성능평가

1) 안정성 검토

(a) 말뚝의 허용연직지지력 산정

① 말뚝의 허용연직압축지지력(Ra)

구 분	계 산 과 정	결 과
Ra	$\gamma/n \times R_u$	4205 kN

Ra : 말뚝의 허용연직압축지지력

γ : 극한지지력 추정법의 상위에 의한 안전율의 보정계수 ($\gamma = 1.0$)

n : 안전율 (지진시 ; $n = 2$)

R_u : 지반조건에 따라 결정되는 말뚝의 극한지지력

$$R_u = qd + U \times \sum (l_i \cdot f_i) = 8410 \text{ kN}$$

qd : 말뚝 선단 지반의 극한지지력

$$qd = \alpha \times q_u \times A = 7094 \text{ kN}$$

α : 감소계수는 0.2~0.5의 값을 가지며 평균값 0.35의 값을 적용

q_u : 말뚝 선단 지반의 일축압축강도 = 100000 kN/m²

A : 말뚝의 선단면적

$$A = \pi \times D^2 = 0.203 \text{ m}^2$$

U : 말뚝의 둘레길이 = 1.596 m

l_i : 주변마찰력을 고려하는 층의 두께

f_i : 주변마찰력을 고려하는 층의 최대 주변마찰력

$$\begin{aligned} \beta &= \sqrt[4]{[(kh \times D)/(4 \times Ep \times l_p)]} = 0.9592 \text{ m}^{-1} \\ kh &= kh_0 \times (BH/0.3)^{-3/4} = 449959 \text{ kN/m}^3 \\ kh_0 &= 1/0.3 \times \alpha \times E_o \quad (\text{지진시 } \alpha=2) = 933333 \text{ kN/m}^3 \\ E_o &= 2800 \times N \quad (1/\beta \text{ 값이 예서의 } N \text{ 지}) = 140000 \text{ kN/m}^2 \\ BH &= \sqrt{(D/\beta)} \quad (\beta_{\text{정식}} \text{ 적용}) = 0.7936 \text{ m} \\ \beta_{\text{정식}} &= \sqrt[4]{[(\alpha \times E_o)^5 \times D^5]/(0.3^2 \times 2^{16} \times (Ep \times l_p)^5)} = 0.8066 \text{ m}^{-1} \\ Ep &= \text{말뚝의 탄성계수} = 200000 \text{ N/mm}^2 \\ l_p &= \text{말뚝의 단면 2차 모멘트} = 0.000338 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

(c) 기초의 두께 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
$\beta \cdot \lambda$	0.382 < 1.000	강제취급

$$\begin{aligned} \beta &= \sqrt[4]{[(3 \times k)/(E \times h^3)]} = 0.147 \text{ m}^{-1} \\ k &= K_p = K_v \times (m \times n)/(B \times L) = 50602 \text{ kN/m}^3 \\ E &= 8,500 \times \sqrt{f_{cu}} = 26702 \text{ Mpa} \\ \lambda &= \text{Max}[l, b] = 2.600 \text{ m} \\ h &= \text{직접기초의 두께} = 2.300 \text{ m} \end{aligned}$$

(d) 말뚝머리의 안정성 검토

① 무리말뚝 원점의 변위량($\delta_x, \delta_y, \alpha$) 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	$A_{xx} \times \delta_x + A_{xy} \times \delta_y - A_{\alpha\alpha} \times \alpha = V$	$\delta_x = 0.000596 \text{ m}$
	$A_{yx} \times \delta_x + A_{yy} \times \delta_y - A_{\alpha\alpha} \times \alpha = H_{교축}$	$\delta_y = 0.005157 \text{ m}$
	$A_{\alpha x} \times \delta_x + A_{\alpha y} \times \delta_y - A_{\alpha\alpha} \times \alpha = M_{교축}$	$\alpha = 0.000732 \text{ rad}$
교 축 직 각	$A_{xx} \times \delta_x + A_{xy} \times \delta_y - A_{\alpha\alpha} \times \alpha = V$	$\delta_x = 0.000560 \text{ m}$
	$A_{yx} \times \delta_x + A_{yy} \times \delta_y - A_{\alpha\alpha} \times \alpha = H_{교축직각}$	$\delta_y = 0.005157 \text{ m}$
	$A_{\alpha x} \times \delta_x + A_{\alpha y} \times \delta_y - A_{\alpha\alpha} \times \alpha = M_{교축직각}$	$\alpha = 0.000731 \text{ rad}$
일반식	$\begin{bmatrix} \delta_x \\ \delta_y \\ \alpha \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} A_{xx} & A_{xy} & A_{\alpha x} \\ A_{yx} & A_{yy} & A_{\alpha y} \\ A_{\alpha x} & A_{\alpha y} & A_{\alpha\alpha} \end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix} H_o \\ V_o \\ M_o \end{bmatrix}$	

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

지 중	l_i (m)	N	f_i (kN/m ²)	$l_i \cdot f_i$ (kN/m)
사질층	1.800	30	60	108.00
자갈층	5.500	30	60	330.00
층화암	3.865	50	100	386.50
$\sum (l_i \cdot f_i) =$				824.50

① 말뚝의 허용연직인발지지력(Pa)

구 분	계 산 과 정	결 과
Pa	$1/n \times P_u + W$	495 kN

Pa : 말뚝의 허용연직인발지지력

n : 안전율 (지진시 ; $n = 3$)

P_u : 말뚝의 극한인발력

$$P_u = U \times \sum (l_i \cdot f_i) = 1316 \text{ kN}$$

W : 말뚝의 유효중량

$$= 57 \text{ kN}$$

(b) 말뚝의 스프링정수 산정

① 말뚝의 축방향 스프링정수(Kv)

구 분	계 산 과 정	결 과
Kv	$a \times Ap \times Ep/L$	113853 kN/m

$$a = 0.010 \times (L/D) + 0.36 = 0.582$$

$$do : \text{부식을 고려한 지름} = 504 \text{ mm}$$

$$Ap : \text{말뚝의 순단면적} = 10930 \text{ mm}^2$$

$$Ep : \text{말뚝의 탄성계수} = 200000 \text{ N/mm}^2$$

$$L : \text{말뚝 길이} = 11165 \text{ mm}$$

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

구 분	계 산 과 정	결 과
K1	$4E\beta^3$	238302 kN/m
K2	$2E\beta^2$	124220 kN/rad
K3	$2E\beta^2$	124220 kN-m/m
K4	$2E\beta$	129504 kN-m/rad

i) 교축방향

구 분	계 산 과 정	결 과
A_{xx}	$\sum (K_1 \cos^2 \theta_i + K_2 \sin^2 \theta_i)$	5957558
$A_{xy}A_{yx}$	$\sum (K_2 - K_1) \sin \theta_i \cos \theta_i$	0
$A_{\alpha x}A_{\alpha x}$	$\sum \{(K_2 - K_1) x_i \sin \theta_i \cos \theta_i - K_2 \cos \theta_i\}$	-3105489
A_{yy}	$\sum (K_2 \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)$	2846335
$A_{y\alpha}A_{\alpha y}$	$\sum \{K_2 \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i\} x_i + K_2 \sin \theta_i$	0
$A_{\alpha\alpha}$	$\sum \{K_2 \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i\} x_i^2 + (K_2 + K_1) x_i \sin \theta_i + K_2\}$	16914229

구 분	n	xi	A_{xx}	$A_{xy}A_{yx}$	$A_{\alpha x}A_{\alpha x}$	A_{yy}	$A_{y\alpha}A_{\alpha y}$	$A_{\alpha\alpha}$
1열	5	3.100	1191512	0	-621098	569267	0	6118174
2열	5	1.550	1191512	0	-621098	569267	0	2015182
3열	5	0.000	1191512	0	-621098	569267	0	647518
4열	5	-1.550	1191512	0	-621098	569267	0	2015182
5열	5	-3.100	1191512	0	-621098	569267	0	6118174

ii) 교축직각방향

구 분	계 산 과 정	결 과
A_{xx}	$\sum (K_1 \cos^2 \theta_i + K_2 \sin^2 \theta_i)$	5957558
$A_{xy}A_{yx}$	$\sum (K_2 - K_1) \sin \theta_i \cos \theta_i$	0
$A_{\alpha x}A_{\alpha x}$	$\sum \{(K_2 - K_1) x_i \sin \theta_i \cos \theta_i - K_2 \cos \theta_i\}$	-3105489
A_{yy}	$\sum (K_2 \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)$	2846335
$A_{y\alpha}A_{\alpha y}$	$\sum \{K_2 \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i\} x_i + K_2 \sin \theta_i$	0
$A_{\alpha\alpha}$	$\sum \{K_2 \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i\} x_i^2 + (K_2 + K_1) x_i \sin \theta_i + K_2\}$	16914229

구 분	n	xi	A_{xx}	$A_{xy}A_{yx}$	$A_{\alpha x}A_{\alpha x}$	A_{yy}	$A_{y\alpha}A_{\alpha y}$	$A_{\alpha\alpha}$
1열	5	3.100	1191512	0	-621098	569267	0	6118174
2열	5	1.550	1191512	0	-621098	569267	0	2015182
3열	5	0.000	1191512	0	-621098	569267	0	647518
4열	5	-1.550	1191512	0	-621098	569267	0	2015182
5열	5	-3.100	1191512	0	-621098	569267	0	6118174

② 말뚝머리의 변위량 및 반력 산정

i) 교축방향

구 분	δ_{yi}	δ_{yj}	P_{Ni}	P_{Hi}	M_{bi}
1열	0.000596	0.007426	845.483	51.073	20.772
2열	0.000596	0.006292	716.316	51.073	20.772
3열	0.000596	0.005157	587.150	51.073	20.772
4열	0.000596	0.004023	457.983	51.073	20.772
5열	0.000596	0.002888	328.816	51.073	20.772

여기서, $\delta_{yi} = \delta_y \times \cos\theta_i - (\delta_y + \alpha \times x_i) \times \sin\theta_i$
 $\delta_{yj} = \delta_y \times \sin\theta_i + (\delta_y + \alpha \times x_i) \times \cos\theta_i$
 $P_{Ni} = K_v \times \delta_{yi}$
 $P_{Hi} = K1 \times \delta_{yi} - K2 \times \alpha$
 $M_{bi} = -K3 \times \delta_{yi} + K4 \times \alpha$

ii) 교축직각방향

구 분	δ_{yj}	δ_{yi}	P_{Ni}	P_{Hi}	M_{bi}
1열	0.000560	0.007422	845.025	42.745	25.028
2열	0.000560	0.006290	716.087	42.745	25.028
3열	0.000560	0.005157	587.150	42.745	25.028
4열	0.000560	0.004025	458.212	42.745	25.028
5열	0.000560	0.002892	329.275	42.745	25.028

여기서, $\delta_{yi} = \delta_y \times \cos\theta_i - (\delta_y + \alpha \times x_i) \times \sin\theta_i$
 $\delta_{yj} = \delta_y \times \sin\theta_i + (\delta_y + \alpha \times x_i) \times \cos\theta_i$
 $P_{Ni} = K_v \times \delta_{yi}$
 $P_{Hi} = K1 \times \delta_{yi} - K2 \times \alpha$
 $M_{bi} = -K3 \times \delta_{yi} + K4 \times \alpha$

③ 말뚝머리의 변위량과 지지력에 대한 안정성 검토

구 분	보유성능	소요성능	S.F	판정
교 축	수평변위(mm)	15.000	0.596	25.174 O.K
	연직압축지지력(kN)	4205	845	4.973 O.K
	연직인발지지력(kN)	495	0	- O.K
교 축 직 각	수평변위(mm)	15.000	0.560	26.775 O.K
	연직압축지지력(kN)	4205	845	4.976 O.K
	연직인발지지력(kN)	495	0	- 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	0.261421	20.772	0.000	-51.073
2	1.117	0.093229	-6.355	-16.014	-5.013
3	2.233	-0.000074	-4.527	-5.260	4.351
4	3.350	-0.010973	-0.741	0.153	2.018
5	4.466	-0.003596	0.288	0.668	0.152
6	5.583	0.000107	0.182	0.201	-0.187
7	6.699	0.000458	0.026	-0.012	-0.079
8	7.816	0.000138	-0.013	-0.028	-0.004
9	8.932	-0.000008	-0.007	-0.008	0.008
10	10.049	-0.000019	-0.001	0.001	0.003
11	11.165	-0.000005	0.001	0.001	0.000

$y = (P_{H0}/2EI\beta^3) \times e^{-\beta x} \times [(1 + \beta \times h_0) \times \cos(\beta x) - \beta \times h_0 \times \sin(\beta x)]$

$M_{고정} = -(P_{H0}/\beta) \times e^{-\beta x} \times [\beta \times h_0 \times \cos(\beta x) + (1 + \beta \times h_0) \times \sin(\beta x)]$

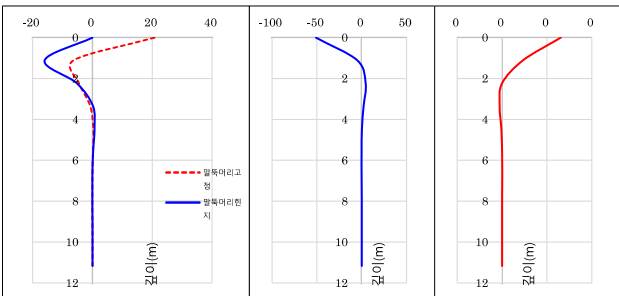
$M_{힌지} = -(P_{H0}/\beta) \times e^{-\beta x} \times \sin(\beta x)$

$S = -P_{H0} \times e^{-\beta x} \times [\cos(\beta x) - (1 + 2 \times \beta \times h_0) \times \sin(\beta x)]$

$P_{Hi} = 51.073 \text{ kN}$

$\beta = 0.959 \text{ m}^{-1}$

$h_0 = M_{bi} / P_{Hi} = -406.705 \text{ mm}$



② 말뚝의 응력 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
말뚝머리 고정	$l_{inf} = 1/\beta \times \tan^{-1} [1/(1 + 2 \times \beta \times h_0)]$	1412 mm
	$M_{inf} = -(P_{H0}/2\beta) \times \sqrt{[(1 + 2 \times \beta \times h_0)^2 + 1]} \times e^{-\beta \times l_{inf}}$	-7.035 kN·m
말뚝머리 힌지	$l_{nh} = \pi/(4 \times \beta)$	819 mm
	$M_{nh} = -0.3224 \times (P_{H0}/\beta)$	-17.166 kN·m
최대 부재력	$M_{max} = \max[M_{고정} , M_{힌지} , M_{inf} , M_{nh}]$	20.772 kN·m
	$S_{max} = S $	51.073 kN
말뚝 응력 검토	$f_t = 61.726 \leq 210.000$	O.K
	$f_c = 92.988 \leq 210.000$	O.K
	$f_s = 4.673 \leq 120.000$	O.K

여기서, l_{inf}, l_{nh} : 지중부 최대 모멘트의 작용 길이

M_{inf}, M_{nh} : 지중부 최대 모멘트의 크기

f_t : 말뚝의 최대 인장응력

$f_t = P_{H0}/A_p - M_{max} \times (D/2I)$

f_{ts} : 말뚝의 허용 휨인장응력 = 210.000 Mpa

f_c : 말뚝의 최대 압축응력

$f_c = P_{H0}/A_p + M_{max} \times (D/2I)$

f_{cs} : 말뚝의 허용 휨압축응력 = 210.000 Mpa

f_s : 말뚝의 최대 전단응력

$f_s = S_{max}/A_p$

f_{ss} : 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

$\mu_2 = \text{MAX}(L/d - n, 0) = 0.000$

$\mu = \mu_1 + \mu_2 = 0.000$

ii) 교축직각방향

① 말뚝의 변위 및 부재력

구 분	깊이 x(m)	변위 y(mm)	모멘트, M(kN·m)		전단력 S(kN)
			말뚝머리 고정	말뚝머리 한지	
1	0.000	0.157266	25.028	0.000	-42.745
2	1.117	0.086428	-1.765	-13.403	-8.605
3	2.233	0.009923	-3.519	-4.403	2.193
4	3.350	-0.006890	-0.949	0.128	1.731
5	4.466	-0.003429	0.102	0.559	0.311
6	5.583	-0.000317	0.145	0.169	-0.101
7	6.699	0.000298	0.036	-0.010	-0.070
8	7.816	0.000135	-0.005	-0.023	-0.011
9	8.932	0.000009	-0.006	-0.006	0.005
10	10.049	-0.000013	-0.001	0.001	0.003
11	11.165	-0.000005	0.000	0.001	0.000

$$y = (P_{H0}/2EI\beta^3) \times e^{-\beta x} \times [(1 + \beta \times h_0) \times \cos(\beta x) - \beta \times h_0 \times \sin(\beta x)]$$

$$M_{\Delta\beta H} = -(P_{H0}/\beta) \times e^{-\beta x} \times [\beta \times h_0 \times \cos(\beta x) + (1 + \beta \times h_0) \times \sin(\beta x)]$$

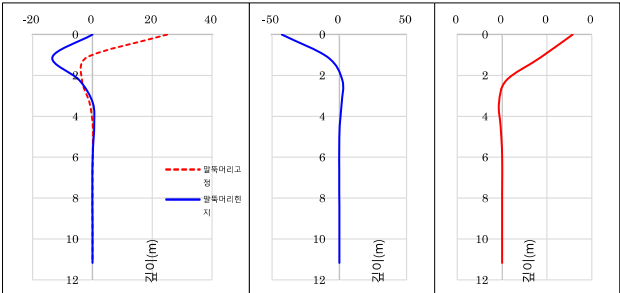
$$M_{\text{한지}} = -(P_{H0}/\beta) \times e^{-\beta x} \times \sin(\beta x)$$

$$S = -P_{H0} \times e^{-\beta x} \times [\cos(\beta x) - (1 + 2 \times \beta \times h_0) \times \sin(\beta x)]$$

$$P_{H0} = 42.745 \text{ kN}$$

$$\beta = 0.959 \text{ m}^{-1}$$

$$h_0 = M_0 / P_{H0} = -585.518 \text{ mm}$$



< 모멘트선도 >

< 전단력선도 >

< 변위선도 >

② 말뚝의 응력 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
말뚝머리 고정	$l_{mf} = 1/\beta \times \tan^{-1} [1/(1+2 \times \beta \times h_0)]$	-1510 mm
	$M_{mf} = -(P_{H0}/2\beta) \times \sqrt{(1+2 \times \beta \times h_0)^2 + 1} \times e^{-\beta \times l_{mf}}$	-95.533 kN·m
말뚝머리 한지	$l_{mh} = \pi/(4 \times \beta)$	819 mm
	$M_{mh} = -0.3224 \times (P_{H0}/\beta)$	-14.367 kN·m
최대 부재력	$M_{max} = \max[M_{\Delta\beta H} , M_{mf} , M_{mh}]$	95.533 kN·m
	$S_{max} = S $	42.745 kN
말뚝 응력 검토	$f_t = 5.425 \leq 210.000$	O.K
	$f_c = 149.206 \leq 210.000$	O.K
	$f_s = 3.911 \leq 120.000$	O.K

여기서, l_{mf}, l_{mh} : 지중부 최대 모멘트의 작용 길이

M_{mf}, M_{mh} : 지중부 최대 모멘트의 크기

f_t : 말뚝의 최대 인장응력

$$f_t = P_{H0}/A_p - M_{max} \times (D/2I)$$

$$f_{t0} \text{ : 말뚝의 허용 휨인장응력} = 210.000 \text{ Mpa}$$

f_c : 말뚝의 최대 압축응력

$$f_c = P_{H0}/A_p + M_{max} \times (D/2I)$$

$$f_{c0} \text{ : 말뚝의 허용 휨인장응력} = 210.000 \text{ Mpa}$$

f_s : 말뚝의 최대 전단응력

$$f_s = S_{max}/A_p$$

$$f_{s0} \text{ : 말뚝의 허용 휨전단응력} = 120.000 \text{ Mpa}$$

μ_1 : 이음에 의한 허용응력 감소율

$$\mu_1 = 0.05 \times \text{이음개수} = 0.000$$

μ_2 : 세장비 의한 허용응력 감소율

$$\mu_2 = \text{MAX}(L/d - n, 0) = 0.000$$

$$\mu = \mu_1 + \mu_2 = 0.000$$

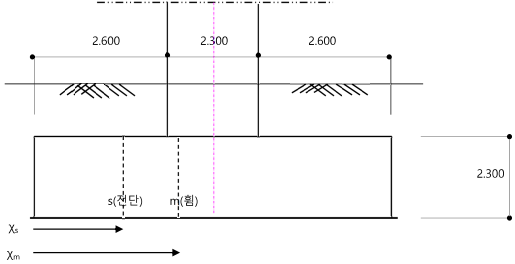
2) 단면 평가

(a) 교축방향

① 위험단면 선정

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$X_m = 2.600 + (2.300 - 2.038)/2$	2.731 m
전단	$X_s = 2.731 - 2.100/2$	1.681 m

② 교축방향 위험단면



③ 말뚝의 반력

구 분	계 산 과 정			결 과
	P_{Hi}	$\times$	n	
R1	845.483	$\times$	5	4227 kN
R2	716.316	$\times$	5	3582 kN
R3		$\times$		
R4		$\times$		
R5		$\times$		

④ 단면력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
기초자중에 의한 단면력	$M_{기초} = h \times X_{m0} \times L \times Y_L \times I$	1608 kN·m
	$V_{기초} = h \times X_{s0} \times L \times Y_L \times I$	725 kN
상재하중에 의한 단면력	$M_{상재} = h' \times X_{m0} \times L \times Y_L \times I$	1488 kN·m
	$V_{상재} = h' \times X_{s0} \times L \times Y_L \times I$	671 kN
말뚝반력에 의한 단면력	$M_{말뚝} = R1 \times 2.081 + R2 \times 0.531$	10698 kN·m
	$V_{말뚝} = R1$	4227 kN
기초의 단면력	$M_u = M_{말뚝} - M_{기초} - M_{상재}$	7602 kN·m
	$V_u = V_{말뚝} - V_{기초} - V_{상재}$	2832 kN

⑤ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\Phi M_n = 13534 \geq 7602$	O.K
전단	$\Phi V_n = 13640 \geq 2832$	O.K

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

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

$$f_{ck} = 27 \text{ Mpa} \quad f_y = 300 \text{ Mpa}$$

$$b = 7500 \text{ mm} \quad d = 2100 \text{ mm}$$

$$\Phi f = 1.000 \quad \Phi v = 1.000$$

$$\text{- 휨 검토} \quad 1\text{단} : D \quad 22 \quad - \quad 56 \quad \text{ea} \quad A_s = 21678 \text{ mm}^2$$

$$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 37.8 \text{ mm}$$

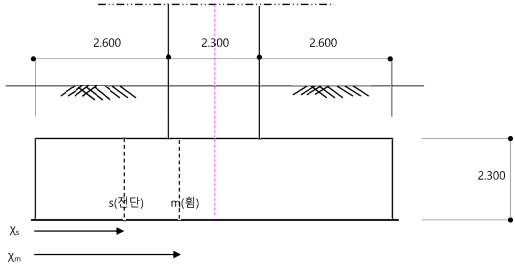
$$\text{- 전단 검토} \quad \Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 13640 \text{ kN}$$

(b) 교축직각방향

① 위험단면 선정

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$X_m = 2.600 + (2.300 - 2.038)/2$	2.731 m
전단	$X_s = 2.731 - 2.100/2$	1.681 m

② 교축직각방향 위험단면



③ 말뚝의 반력

구 분	계 산 과 정		결 과
	P_{Hi}	$x \quad n$	
R1	845.025	$\times 5$	4225 kN
R2	716.087	$\times 5$	3580 kN
R3		$\times$	
R4		$\times$	
R5		$\times$	

④ 단면력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
기초자중에 의한 단면력	$M_{기초} = h \times X_m \times B \times \gamma_c \times l$	1608 kN·m
	$V_{기초} = h \times X_c \times B \times \gamma_c$	725 kN
상재하중에 의한 단면력	$M_{상재} = h' \times X_m \times B \times \gamma_t \times l$	1488 kN·m
	$V_{상재} = h' \times X_c \times B \times \gamma_t$	671 kN
말뚝반력에 의한 단면력	$M_{말뚝} = R1 \times 2.081 + R2 \times 0.531$	10692 kN·m
	$V_{말뚝} = R1$	4225 kN
기초의 단면력	$M_u = M_{말뚝} - M_{기초} - M_{상재}$	7597 kN·m
	$V_u = V_{말뚝} - V_{기초} - V_{상재}$	2830 kN

⑤ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\Phi M_n = 17666 \geq 7597$	O.K
전단	$\Phi V_n = 13640 \geq 2830$	O.K

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

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

($\Phi V_c \geq V_s$ 이므로, 전단철근 ΦV_s 미고려)

$f_{ck} = 27 \text{ Mpa}, f_y = 300 \text{ Mpa}$
 $b = 7500 \text{ mm}, d = 2100 \text{ mm}$
 $\phi_f = 1.000, \phi_v = 1.000$
- 휨 검토 1단 : D 25 - 56 ea
 $A_s = 28375 \text{ mm}^2$
 $a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 49.5 \text{ mm}$
- 전단 검토
 $\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 13640 \text{ kN}$

3) 결과 요약

구 분		보유성능	소요성능	S.F	판정
안정성 검토	수평변위	교축	15.000	0.596	25.174 O.K
		교축직각	15.000	0.560	26.775 O.K
	연직 압축지지력	교축	4205	845	4.973 O.K
		교축직각	4205	845	4.976 O.K
	연직 인발지지력	교축	495	0	- O.K
		교축직각	495	0	- O.K
말뚝 응력 검토	휨인장응력	교축	210.000	61.726	3.402 O.K
		교축직각	210.000	5.425	38.713 O.K
	휨압축응력	교축	210.000	92.988	2.258 O.K
		교축직각	210.000	149.206	1.407 O.K
	휨전단응력	교축	120.000	4.673	25.680 O.K
		교축직각	120.000	3.911	30.683 O.K
단면 검토	휨	교축	13534	7602	1.780 O.K
		교축직각	17666	7597	2.325 O.K
	전단	교축	13640	2832	4.817 O.K
		교축직각	13640	2830	4.820 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

$M_{Ic} = \text{Min} \{ M_{Ic}^s, M_{Ic}^{Lcomb} \} = \text{Min} [19.193, 7.086]$
 $V_{Ic} = \text{Min} \{ V_{Ic}^s, V_{Ic}^{Lcomb} \} = \text{Min} [1.466, 568]$

• 기초부 교직방향

$M_{Ic} = \text{Min} \{ M_{Ic}^s, M_{Ic}^{Lcomb} \} = \text{Min} [19.153, 7.678]$
 $V_{Ic} = \text{Min} \{ V_{Ic}^s, V_{Ic}^{Lcomb} \} = \text{Min} [1.317, 946]$

1) 교축방향 지진력

• 교각하단의 작용력

- 연직력 : $N = 8.830 \times 1 = 8.830 \text{ kN}$
- 수평력 : $H = 568 \times 1 = 568 \text{ kN}$
- 모멘트 : $M = 7.086 \times 1 = 7.086 \text{ kNm}$

2) 교축직각방향 지진력

• 교각하단의 작용력

- 연직력 : $N = 8.830 \times 1 = 8.830 \text{ kN}$
- 수평력 : $H = 946 \times 1 = 946 \text{ kN}$
- 모멘트 : $M = 7.678 \times 1 = 7.678 \text{ kNm}$

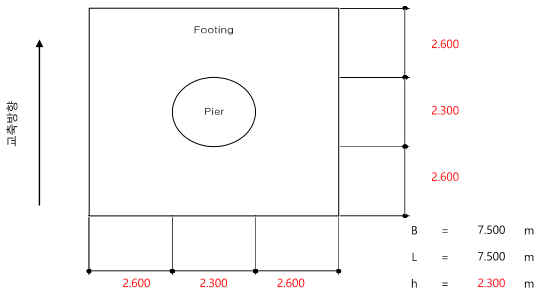
3) 기초 하단 지진력

구 분	연직력 N(kN)	수평력 H(kN)	모멘트 M(kNm)	비 고
교 축 방 향	8.830	568	7.086	
교축직각방향	8.830	946	7.678	

11. 기초부 평가

11. 교각 2

11..1 검토조건



11.2 내진성능평가

1) 기초의 두께 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
$\beta \cdot \lambda$	0.433 < 1.000	강제취급
β	$= \sqrt[4]{(3 \times k) / (E \times h^3)}$	= 0.167 m ⁻¹
k	$= K_v = K_{v0} \times (B_v / 0.3)^{-3/4}$	= 83480 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	$= 8,500 \sqrt[3]{f_{cu}}$	= 26702 Mpa
λ	$= \text{Max}[l, b]$	= 2.600 m

2) 안정성 검토

(a) 전도에 대한 안정성 검토

① 전도에 대한 안정성 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	$e_t = M_t / V = 0.521 \leq 3.000$	O.K
교 축 직각	$e_t = M_t / V = 0.611 \leq 3.000$	O.K

※ 지진시 직접기초에 작용하는 하중의 합력이 작용하는 위치는 바닥판 중심

으로부터 바닥판 폭×0.4 이내에서 있어야 한다. (e < B×0.4)

(b) 지지력에 대한 안정성 검토

① 극한지지력 산정에 필요한 공통사항

- 하중의 편심을 고려한 기초의 유효재하폭,	$B_f = B_f - 2 \times e_t$	= 6.459 m
- 하중의 편심을 고려한 기초의 유효재하깊이,	$L_f = L_f - 2 \times e_t$	= 6.278 m
- 기초의 근입깊이,	D_f	= 6.400 m
- 근입지반의 단위중량,	γ_1	= 19.000 kN/m ³
- 지지지반의 단위중량,	γ_2	= 23.000 kN/m ³
- 지지지반의 점착력,	c	= 0
- 지지지반의 내부마찰각,	ϕ	= 35 °

② Terzaghi 제안식에 의한 지반의 극한지지력(qu) 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	$q_u = \alpha \times c \times N_c + \beta \times \gamma_2 \times B_f \times N_r + \gamma_1 \times D_f \times N_q$	7.848 MPa
교 축 직각	$q_u = \alpha \times c \times N_c + \beta \times \gamma_2 \times B_f \times N_r + \gamma_1 \times D_f \times N_q$	7.848 MPa

형상계수,	α	=	1.300	β	=	0.400		
N_c	=	57.8	N_q	=	41.4	N_r	=	47.3

③ Meyerhof 제안식에 의한 지반의 극한지지력(qu) 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot B_f \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot i_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q$	10.939 MPa
교 축 직각	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot B_f \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot i_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q$	10.939 MPa

여기서,	$K_p=\tan^2(45+\Phi/2)$	=
교축방향 형상계수,	$s_c=1+0.2\times K_p\times B_f/L_f$	=
	$s_r=s_q=1+0.1\times K_p\times B_f/L_f$	=
교축직각방향 형상계수,	$s_c=1+0.2\times K_p\times B_f/L_f$	=
	$s_r=s_q=1+0.1\times K_p\times B_f/L_f$	=
교축방향 깊이계수,	$d_c=1+0.2\times D_f/B\times\sqrt{K_p}$	=
	$d_r=d_q=1+0.1\times D_f/B\times\sqrt{K_p}$	=
교축직각방향 깊이계수,	$d_c=1+0.2\times D_f/B\times\sqrt{K_p}$	=
	$d_r=d_q=1+0.1\times D_f/B\times\sqrt{K_p}$	=
경사계수,	$i_c=i_q=(1-\beta/90)^2$	=
	$i_r=(1-\beta/\Phi)^2$	=
Nc	=	46.1
Nq	=	33.3
Nr	=	37.2

④ Hansen 제안식에 의한 지반의 극한지지력(qu) 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot g_c \cdot b_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot B_f \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot g_r \cdot b_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot g_q \cdot b_q$	8.985 MPa
교 축 직각	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot g_c \cdot b_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot B_f \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot g_r \cdot b_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot g_q \cdot b_q$	8.985 MPa

여기서는 경사계수 미고려

Nc	=	46.1	Nq	=	33.3	Nr	=	37.2
교축방향 형상계수,		$s_c = 1 + B_f/L_f \times N_q/N_c$						1.743
		$s_r = 1 - 0.4 \times B_f/L_f \geq 0.6$						0.600
		$s_q = 1 + B_f/L_f \times \tan\Phi$						1.720
교축직각방향 형상계수,		$s_c = 1 + B_f/L_f \times N_q/N_c$						1.743
		$s_r = 1 - 0.4 \times B_f/L_f \geq 0.6$						0.600
		$s_q = 1 + B_f/L_f \times \tan\Phi$						1.720
교축방향 깊이계수,		(Df≤Bf)						
d _c	=	1+0.4×Df/B						1.341
d _r	=	1+2×tanΦ×(1-sinΦ) ² ×Df/B						1.217
d _q	=	1						1.000
교축직각방향 깊이계수,		(Df≤Lf)						
d _c	=	1+0.4×Df/B						1.341
d _r	=	1+2×tanΦ×(1-sinΦ) ² ×Df/B						1.217
d _q	=	1						1.000
지반계수(수평지반),								
g _c	=	1-ψ ² /147°						1.000
g _r	=	g _q	=	(1-0.5tanψ) ⁵				1.000
기초계수(수평지반),								
g _c	=	1-η ² /147°						1.000
b _r	=	exp(-2.7×η×tanΦ)						1.000
b _q	=	exp(-2×η×tanΦ)						1.000

⑤ 지반의 극한지지력(qu) 산정결과

구 분	Terzaghi	Meyerhof	Hansen	평균값 적용
교 축	7.848 MPa	10.939 MPa	8.985 MPa	9.257 MPa
교 축 직각	7.848 MPa	10.939 MPa	8.985 MPa	9.257 MPa

⑥ 지반반력 산정

구 분	구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	작용폭	$x_1 = 3 \times (B/2 - e_t) = 9.688$	> 7.500
	지반반력	$q_{max, min} = (V/L/B) \pm (6 \times M/L/B^2)$	$q_{max} = 0.406$ MPa
			$q_{min} = 0.167$ MPa
교 축 직각	작용폭	$x_1 = 3 \times (L/2 - e_t) = 9.416$	> 7.500
	지반반력	$q_{max, min} = (V/B/L) \pm (6 \times M/B/L^2)$	$q_{max} = 0.427$ MPa
			$q_{min} = 0.146$ MPa

⑦ 지지력에 대한 안정성 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	$q_u / q_a = 22.802 \geq 2.000$	O.K
교 축 직각	$q_u / q_a = 21.692 \geq 2.000$	O.K

(c) 활동에 대한 안정성 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	$H_c / H_t = 17.018 \geq 1.200$	O.K
교 축 직각	$H_c / H_t = 10.228 \geq 1.200$	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

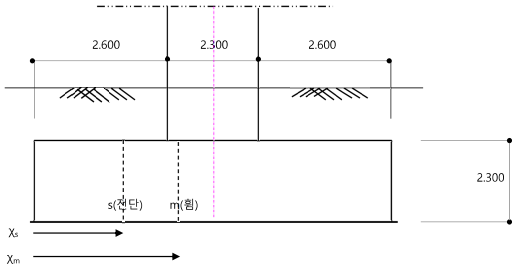
3) 단면 검토

(a) 교축방향

① 위험단면 선정

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$X_m = 2.600 + (2.300 - 2.038)/2$	2.731 m
전단	$X_s = 2.731 - 2.200/2$	1.631 m

② 교축방향 위험단면



③ 위험단면에서의 반력크기

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$q_m = ((q_{max}-q_{min}) \times (X_s - X_{s0})/X_s) + q_{min}$	0.339 MPa
전단	$q_s = ((q_{max}-q_{min}) \times (X_s - X_s)/X_s) + q_{min}$	0.366 MPa

④ 단면력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
기초자중에 의한 단면력	$M_{기조} = h \times X_{m0} \times L \times \gamma_c \times l$ $V_{기조} = h \times X_{s0} \times L \times \gamma_c$	1608 kN-m 703 kN
상재하중에 의한 단면력	$M_{상재} = h' \times X_{m0} \times L \times \gamma_t \times l$ $V_{상재} = h' \times X_{s0} \times L \times \gamma_t$	2179 kN-m 953 kN
지반반력에 의한 단면력	$M_{지반} = [q_m \times X_{m0}^2/2 + (q_{max}-q_m)/2 \times 2 \times X_{m0}^2/3] \times L$ $V_{지반} = (q_s \times X_s + (q_{max}-q_s)/2 \times X_s) \times L$	10726 kN-m 4720 kN
기초의 단면력	$M_u = M_{지반} - M_{기조} - M_{상재}$ $V_u = V_{지반} - V_{기조} - V_{상재}$	6940 kN-m 3064 kN

⑤ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\Phi M_n = 11082 \geq 6940$	O.K
전단	$\Phi V_n = 14289 \geq 3064$	O.K

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

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

($\Phi V_c \geq V_s$ 이므로, 전단철근 ΦV_s 미고려)

f_{ck}	=	27	Mpa	f_y	=	300	Mpa
b	=	7500	mm	d	=	2200	mm
Φf	=	1.000		Φv	=	1.000	

- 휨 검토 1단 : D 19 - 59 ea

A_s	=	16904	mm ²
	=	29.5	mm

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

- 전단 검토

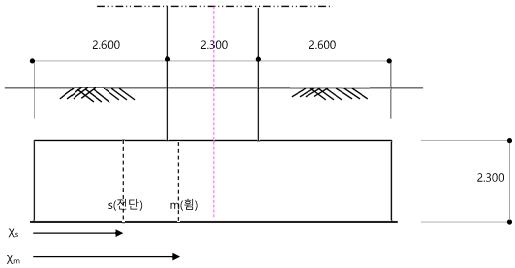
$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 14289 \text{ kN}$

(b) 교축직각방향

① 위험단면 선정

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$X_m = 2.600 + (2.300 - 2.038)/2$	2.731 m
전단	$X_s = 2.731 - 2.175/2$	1.643 m

② 교축직각방향 위험단면



③ 위험단면에서의 반력크기

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$q_m = ((q_{max}-q_{min}) \times (X_s - X_{s0})/X_s) + q_{min}$	0.345 MPa
전단	$q_s = ((q_{max}-q_{min}) \times (X_s - X_s)/X_s) + q_{min}$	0.378 MPa

④ 단면력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
기초자중에 의한 단면력	$M_{기조} = h \times X_{m0} \times B \times \gamma_c \times l$ $V_{기조} = h \times X_{s0} \times B \times \gamma_c$	1608 kN-m 709 kN
상재하중에 의한 단면력	$M_{상재} = h' \times X_{m0} \times B \times \gamma_t \times l$ $V_{상재} = h' \times X_{s0} \times B \times \gamma_t$	2179 kN-m 960 kN
지반반력에 의한 단면력	$M_{지반} = [q_m \times X_{m0}^2/2 + (q_{max}-q_m)/2 \times 2 \times X_{m0}^2/3] \times B$ $V_{지반} = (q_s \times X_s + (q_{max}-q_s)/2 \times X_s) \times B$	11177 kN-m 4958 kN
기초의 단면력	$M_u = M_{지반} - M_{기조} - M_{상재}$ $V_u = V_{지반} - V_{기조} - V_{상재}$	7390 kN-m 3290 kN

⑤ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\Phi M_n = 10955 \geq 7390$	O.K
전단	$\Phi V_n = 14127 \geq 3290$	O.K

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

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

($\Phi V_c \geq V_s$ 이므로, 전단철근 ΦV_s 미고려)

f_{ck}	=	27	Mpa	f_y	=	300	Mpa
b	=	7500	mm	d	=	2175	mm
Φf	=	1.000		Φv	=	1.000	

- 휨 검토 1단 : D 19 - 59 ea

A_s	=	16904	mm ²
	=	29.5	mm

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

- 전단 검토

$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 14127 \text{ kN}$

4) 결과 요약

구 분		보유성능	소요성능	S.F	판정
안전성 검토	전도	교축	3.000	0.521	5.762 O.K
		교축직각	3.000	0.611	4.909 O.K
	지지역	교축	22.802	2.000	11.401 O.K
		교축직각	21.692	2.000	10.846 O.K
		교축	17.018	1.200	14.181 O.K
단면 검토	휨	교축	11082	6940	1.597 O.K
		교축직각	10955	7390	1.482 O.K
	전단	교축	14289	3064	4.664 O.K
		교축직각	14127	3290	4.294 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) P4

• 기초부 교축방향

$$M_{\xi}^{\downarrow} = \text{Min} [M_{\xi a}^{\downarrow}, M_{\xi comb}^{\downarrow}] = \text{Min} [19,931 \text{ kNm}, 8,344 \text{ kNm}]$$
$$V_{\xi}^{\downarrow} = \text{Min} [V_{\xi a}^{\downarrow}, V_{\xi comb}^{\downarrow}] = \text{Min} [2,533 \text{ kN}, 1,158 \text{ kN}]$$

• 기초부 교직방향

$$M_{\xi}^{\downarrow} = \text{Min} [M_{\xi a}^{\downarrow}, M_{\xi comb}^{\downarrow}] = \text{Min} [19,930 \text{ kNm}, 10,150 \text{ kNm}]$$
$$V_{\xi}^{\downarrow} = \text{Min} [V_{\xi a}^{\downarrow}, V_{\xi comb}^{\downarrow}] = \text{Min} [2,138 \text{ kN}, 1,215 \text{ kN}]$$

1) 교축방향 지진력

• 교각하단의 작용력

$$\begin{aligned} \text{연직력} &: N = 9,360 \times 1 = 9,360 \text{ kN} \\ \text{수평력} &: H = 1,158 \times 1 = 1,158 \text{ kN} \\ \text{모멘트} &: M = 8,344 \times 1 = 8,344 \text{ kNm} \end{aligned}$$

2) 교축직각방향 지진력

• 교각하단의 작용력

$$\begin{aligned} \text{연직력} &: N = 9,360 \times 1 = 9,360 \text{ kN} \\ \text{수평력} &: H = 1,215 \times 1 = 1,215 \text{ kN} \\ \text{모멘트} &: M = 10,150 \times 1 = 10,150 \text{ kNm} \end{aligned}$$

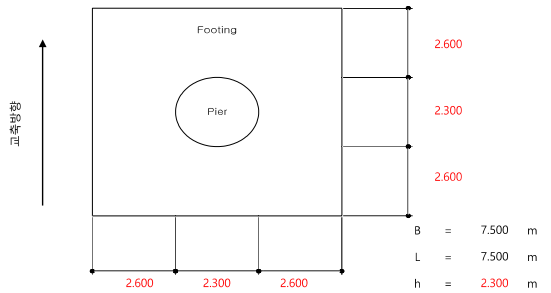
3) 기초 하단 지진력

구 분	연직력 N(kN)	수평력 H(kN)	모멘트 M(kNm)	비 고
교 축 방 향	9,360	1,158	8,344	
교축직각방향	9,360	1,215	10,150	

11. 기초부 평가

11. 교각 4

11.1 검토조건



11.2 내진성능평가

1) 안정성 검토

(a) 말뚝의 허용연직지진력 산정

① 말뚝의 허용연직압축지진력(Ra)

구 분	계 산 과 정	결 과
Ra	$\gamma/n \times R_u$	4277 kN

Ra : 말뚝의 허용연직압축지진력

γ : 극한지진력 추정법의 상위에 의한 안전율의 보정계수 ($\gamma = 1.0$)

n : 안전율 (지진말뚝의 경우 지진시 ; n = 2)

Ru : 지반조건에 따라 결정되는 말뚝의 극한지진력

$$R_u = qd + U \times \sum(li \cdot fi) = 8554 \text{ kN}$$

qd : 말뚝 선단 지반의 극한지진력

$$qd = \alpha \times q_{ux} \times A = 7094 \text{ kN}$$

α : 감소계수는 0.2~0.5의 값을 가지며 평균값 0.35의 값을 적용

qu : 말뚝 선단 지반의 일축압축강도 = 100000 kN/m²

A : 말뚝의 선단면적

$$A = \pi \times D^2 = 0.203 \text{ m}^2$$

U : 말뚝의 둘레길이 = 1.596 m

li : 주변마찰력을 고려하는 층의 두께

fi : 주변마찰력을 고려하는 층의 최대 주변마찰력

지 층	li (m)	N	fi (kN/m ²)	li·fi (kN/m)
사실토	1.800	30	60	108.00
자갈층	2.400	30	60	144.00
풍화암	6.628	50	100	662.80
$\sum(li \cdot fi) =$				914.80

⑤ 말뚝의 허용연직인발지진력(Pa)

구 분	계 산 과 정	결 과
Pa	$1/n \times P_u + W$	542 kN

Pa : 말뚝의 허용연직인발지진력

n : 안전율 (지진시 ; n = 3)

Pu : 말뚝의 극한인발력

$$P_u = U \times \sum(li \cdot fi) = 1460 \text{ kN}$$

W : 말뚝의 유효중량

$$= 55 \text{ kN}$$

(b) 말뚝의 스프링정수 산정

① 말뚝의 축방향 스프링정수(Kv)

구 분	계 산 과 정	결 과
Kv	$a \times A_p \times E_p / L$	206071 kN/m

$$a = 0.014 \times (L/D) + 0.72 = 1.021$$

do : 부식을 고려한 지름 = 504 mm

Ap : 말뚝의 순단면적 = 10930 mm²

Ep : 말뚝의 탄성계수 = 200000 N/mm²

L : 말뚝 길이 = 10828 mm

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

구 분	계 산 과 정	결 과
K1	$4EI\beta^3$	238302 kN/m
K2	$2EI\beta^2$	124220 kN/rad
K3	$2EI\beta^2$	124220 kN-m/m
K4	$2EI\beta$	129504 kN-m/rad

$$\begin{aligned} \beta &= \sqrt[4]{[(kh \times D)/(4 \times E_p \times I_p)]} = 0.9592 \text{ m}^{-1} \\ kh &= kh0 \times (BH/0.3)^{-3/4} = 449959 \text{ kN/m}^3 \\ kh0 &= 1/0.3 \times \alpha \times E_o \text{ (지진시 } \alpha=2) = 933333 \text{ kN/m}^3 \\ E_o &= 2800 \times N \text{ (1/}\beta \text{ 깊이에서의 N치)} = 140000 \text{ kN/m}^2 \\ BH &= \sqrt{D/\beta} \text{ (}\beta \text{정식 적용)} = 0.7936 \text{ m} \\ \beta_{정식} &= \sqrt[2.5]{[(\alpha \times E_o)^5 \times D^5]/(0.3^2 \times 2^{16} \times (E_p \times I_p^3))} = 0.8066 \text{ m}^{-1} \\ E_p &= \text{말뚝의 탄성계수} = 200000 \text{ N/mm}^2 \\ I_p &= \text{말뚝의 단면 2차 모멘트} = 0.000338 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

(c) 기초의 두께 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
$\beta \lambda$	0.443 < 1.000	강제취급

$$\beta = \sqrt[4]{[(3 \times k)/(E \times h^3)]} = 0.171 \text{ m}^{-1}$$

$$k = K_p = K_v \times (m \times n)/(B \times L) = 91587 \text{ kN/m}^3$$

$$E = 8,500 \times \sqrt{f_{cu}} = 26702 \text{ Mpa}$$

$$\lambda = \text{Max}[l_b] = 2.600 \text{ m}$$

$$h = \text{적정기초의 두께} = 2.300 \text{ m}$$

(d) 말뚝머리의 안정성 검토

① 유리말뚝 원형의 변위량(δ_o , δ_y , α) 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
교축	$A_{wo} \times \delta_o + A_{wy} \times \delta_y - A_{wo} \times \alpha = V$	$\delta_o = 0.000424 \text{ m}$
	$A_{yx} \times \delta_o + A_{yy} \times \delta_y - A_{yo} \times \alpha = H_{교축}$	$\delta_y = 0.003040 \text{ m}$
	$A_{wo} \times \delta_o + A_{wy} \times \delta_y - A_{wo} \times \alpha = M_{교축}$	$\alpha = 0.000440 \text{ rad}$
교축 직각	$A_{wo} \times \delta_o + A_{wy} \times \delta_y - A_{wo} \times \alpha = V$	$\delta_o = 0.000472 \text{ m}$
	$A_{yx} \times \delta_o + A_{yy} \times \delta_y - A_{yo} \times \alpha = H_{교축직각}$	$\delta_y = 0.003040 \text{ m}$
	$A_{wo} \times \delta_o + A_{wy} \times \delta_y - A_{wo} \times \alpha = M_{교축직각}$	$\alpha = 0.000515 \text{ rad}$

$$\begin{bmatrix} \delta_x \\ \delta_y \\ \alpha \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} A_{xx} & A_{xy} & A_{xa} \\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya} \\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa} \end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix} H_o \\ V_o \\ M_o \end{bmatrix}$$

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

i) 교축방향

구 분	계 산 과 정	결 과
$A_{\alpha\alpha}$	$\sum (K_1 \cos^2 \theta_i + K_2 \sin^2 \theta_i)$	5957558
$A_{yy}A_{yz}$	$\sum (K_2 - K_1) \sin \theta_i \cos \theta_i$	0
$A_{\alpha\alpha}A_{\alpha z}$	$\sum \{(K_2 - K_1)x_i \sin \theta_i \cos \theta_i - K_2 \cos \theta_i\}$	-3105489
A_{yy}	$\sum (K_2 \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)$	5151779
$A_{yz}A_{yz}$	$\sum \{K_1 \cos^2 \theta_i + K_2 \sin^2 \theta_i\}x_i^2 + K_2 \sin \theta_i\}$	0
$A_{\alpha z}$	$\sum \{K_1 \cos^2 \theta_i + K_2 \sin^2 \theta_i\}x_i^2 + (K_2 + K_1)x_i \sin \theta_i + K_2\}$	27991888

구 분	n	xi	$A_{\alpha\alpha}$	$A_{yz}A_{yz}$	$A_{\alpha\alpha}A_{\alpha z}$	A_{yy}	$A_{yz}A_{yz}$	$A_{\alpha z}$
1열	5	3.100	1191512	0	-621098	1030356	0	10549238
2열	5	1.550	1191512	0	-621098	1030356	0	3122948
3열	5	0.000	1191512	0	-621098	1030356	0	647518
4열	5	-1.550	1191512	0	-621098	1030356	0	3122948
5열	5	-3.100	1191512	0	-621098	1030356	0	10549238

ii) 교축직각방향

구 분	계 산 과 정	결 과
$A_{\alpha\alpha}$	$\sum (K_1 \cos^2 \theta_i + K_2 \sin^2 \theta_i)$	5957558
$A_{yz}A_{yz}$	$\sum (K_2 - K_1) \sin \theta_i \cos \theta_i$	0
$A_{\alpha\alpha}A_{\alpha z}$	$\sum \{(K_2 - K_1)x_i \sin \theta_i \cos \theta_i - K_2 \cos \theta_i\}$	-3105489
A_{yy}	$\sum (K_2 \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)$	5151779
$A_{yz}A_{yz}$	$\sum \{K_1 \cos^2 \theta_i + K_2 \sin^2 \theta_i\}x_i^2 + K_2 \sin \theta_i\}$	0
$A_{\alpha z}$	$\sum \{K_1 \cos^2 \theta_i + K_2 \sin^2 \theta_i\}x_i^2 + (K_2 + K_1)x_i \sin \theta_i + K_2\}$	27991888

구 분	n	xi	$A_{\alpha\alpha}$	$A_{yz}A_{yz}$	$A_{\alpha\alpha}A_{\alpha z}$	A_{yy}	$A_{yz}A_{yz}$	$A_{\alpha z}$
1열	5	3.100	1191512	0	-621098	1030356	0	10549238
2열	5	1.550	1191512	0	-621098	1030356	0	3122948
3열	5	0.000	1191512	0	-621098	1030356	0	647518
4열	5	-1.550	1191512	0	-621098	1030356	0	3122948
5열	5	-3.100	1191512	0	-621098	1030356	0	10549238

② 말뚝머리의 변위량 및 반력 산정

i) 교축방향

구 분	δ_{yi}	δ_{xi}	P_{Ni}	P_{Hi}	M_{Hi}
1열	0.000424	0.004405	907.718	46.305	4.367
2열	0.000424	0.003723	767.110	46.305	4.367
3열	0.000424	0.003040	626.502	46.305	4.367
4열	0.000424	0.002358	485.894	46.305	4.367
5열	0.000424	0.001676	345.286	46.305	4.367

여기서, $\delta_{yi} = \delta_y \times \cos \theta_i - (\delta_x + \alpha \times x_i) \times \sin \theta_i$
 $\delta_{xi} = \delta_y \times \sin \theta_i + (\delta_x + \alpha \times x_i) \times \cos \theta_i$
 $P_{Ni} = K_v \times \delta_{yi}$
 $P_{Hi} = K_1 \times \delta_{xi} - K_2 \times \alpha$
 $M_{Hi} = -K_3 \times \delta_{xi} + K_4 \times \alpha$

ii) 교축직각방향

구 분	δ_{yi}	δ_{xi}	P_{Ni}	P_{Hi}	M_{Hi}
1열	0.000472	0.004636	955.406	48.611	7.999
2열	0.000472	0.003838	790.954	48.611	7.999
3열	0.000472	0.003040	626.502	48.611	7.999
4열	0.000472	0.002242	462.050	48.611	7.999
5열	0.000472	0.001444	297.598	48.611	7.999

여기서, $\delta_{yi} = \delta_y \times \cos \theta_i - (\delta_x + \alpha \times x_i) \times \sin \theta_i$
 $\delta_{xi} = \delta_y \times \sin \theta_i + (\delta_x + \alpha \times x_i) \times \cos \theta_i$
 $P_{Ni} = K_v \times \delta_{yi}$
 $P_{Hi} = K_1 \times \delta_{xi} - K_2 \times \alpha$
 $M_{Hi} = -K_3 \times \delta_{xi} + K_4 \times \alpha$

③ 말뚝머리의 변위량과 지지력에 대한 안정성 검토

구 분	보유성능	소요성능	S.F	판정
교 축	수평변위(mm)	15,000	0.424	35.396 O.K
	연직압축지지력(kN)	4277	908	4.712 O.K
	연직인발지지력(kN)	542	0	- O.K
교 축 직 각	수평변위(mm)	15,000	0.472	31.755 O.K
	연직압축지지력(kN)	4277	955	4.477 O.K
	연직인발지지력(kN)	542	0	- O.K

※ 말뚝의 허용 변위량은 0.01D로 산정하지만 말뚝의 직경이 1,500mm 이하인 경우에는 $\delta_a = 15\text{mm}$ 를 사용한다.

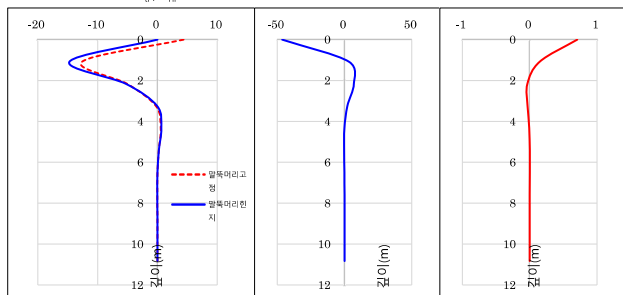
(e) 말뚝본체의 안정성 검토

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	0.353472	4.367	0.000	-46.305
2	1.083	0.074204	-12.607	-14.724	3.252
3	2.166	-0.017628	-5.076	-5.289	6.969
4	3.248	-0.015628	-0.244	-0.055	2.096
5	4.331	-0.003405	0.548	0.643	-0.120
6	5.414	0.000735	0.227	0.238	-0.306
7	6.497	0.000690	0.013	0.005	-0.095
8	7.580	0.000156	-0.024	-0.028	0.004
9	8.662	-0.000030	-0.010	-0.011	0.013
10	9.745	-0.000030	-0.001	0.000	0.004
11	10.828	-0.000007	0.001	0.001	0.000

$y = (P_{H0}/2EI\beta^3) \times e^{-\beta x} \times [(1 + \beta \times h_0) \times \cos(\beta x) - \beta \times h_0 \times \sin(\beta x)]$
 $M_{고정} = -(P_{H0}/\beta) \times e^{-\beta x} \times [\beta \times h_0 \times \cos(\beta x) + (1 + \beta \times h_0) \times \sin(\beta x)]$
 $M_{힌지} = -(P_{H0}/\beta) \times e^{-\beta x} \times \sin(\beta x)$
 $S = -P_{H0} \times e^{-\beta x} \times [\cos(\beta x) - (1 + 2 \times \beta \times h_0) \times \sin(\beta x)]$
 $P_{Hi} = 46.305 \text{ kN}$
 $\beta = 0.959 \text{ m}^{-1}$
 $h_0 = M_0 / P_{Hi} = -94.307 \text{ mm}$



< 모멘트선도 >

< 전단력선도 >

< 변위선도 >

② 말뚝의 용력 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
말뚝머리 고정	$l_{inf} = 1/\beta \times \tan^{-1} [1/(1+2 \times \beta \times ho)]$	922 mm
	$M_{inf} = -(P_{Hd}/2\beta) \times \sqrt{[(1+2 \times \beta \times ho)^2 + 1]} \times e^{-\beta \times l_{inf}}$	-12.883 kN·m
말뚝머리 힌지	$l_{mb} = \pi/(4 \times \beta)$	819 mm
	$M_{mb} = -0.3224 \times (P_{Hd}/\beta)$	-15.564 kN·m
최대 부재력	$M_{max} = \max[M_{고정} , M_{mb} , M_{inf} , M_{mb}]$	15.564 kN·m
	$S_{max} = S $	46.305 kN
말뚝 용력 검토	$f_t = 71.339 \leq 210.000$	O.K
	$f_c = 94.764 \leq 210.000$	O.K
	$f_s = 4.237 \leq 120.000$	O.K

여기서, l_{mb} , l_{mb} : 지중부 최대 모멘트의 작용 길이

M_{mb} , M_{mb} : 지중부 최대 모멘트의 크기

f_t : 말뚝의 최대 인장응력

$$f_t = P_{Hd}/Ap - M_{max} \times (D/2I)$$

f_{ta} : 말뚝의 허용 휨인장응력

$$= 210.000 \text{ Mpa}$$

f_c : 말뚝의 최대 압축응력

$$f_c = P_{Hd}/Ap + M_{max} \times (D/2I)$$

f_{ca} : 말뚝의 허용 휨압축응력

$$= 210.000 \text{ Mpa}$$

f_s : 말뚝의 최대 전단응력

$$f_s = S_{max}/Ap$$

f_{sa} : 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

$$\mu_2 = \text{MAX}(L/d - n, 0)$$

$$= 0.000$$

$$\mu = \mu_1 + \mu_2$$

$$= 0.000$$

ii) 교축직각방향

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	0.343586	7.999	0.000	-48.611
2	1.083	0.081345	-11.581	-15.457	1.416
3	2.166	-0.013825	-5.162	-5.552	6.598
4	3.248	-0.015156	-0.403	-0.058	2.193
5	4.331	-0.003712	0.502	0.675	-0.039
6	5.414	0.000565	0.231	0.250	-0.289
7	6.497	0.000668	0.020	0.005	-0.099
8	7.580	0.000169	-0.022	-0.029	0.001
9	8.662	-0.000023	-0.010	-0.011	0.013
10	9.745	-0.000029	-0.001	0.000	0.004
11	10.828	-0.000008	0.001	0.001	0.000

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

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

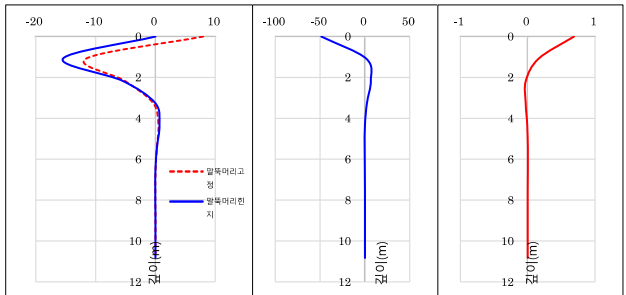
$$M_{힌지} = -(P_{Hd}/\beta) \times e^{-\beta x} \times \sin(\beta x)$$

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

$$P_{He} = 48.611 \text{ kN}$$

$$\beta = 0.959 \text{ m}^{-1}$$

$$ho = M_b / P_{He} = -164.546 \text{ mm}$$



② 말뚝의 용력 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
말뚝머리 고정	$l_{inf} = 1/\beta \times \tan^{-1} [1/(1+2 \times \beta \times ho)]$	1012 mm
	$M_{inf} = -(P_{Hd}/2\beta) \times \sqrt{[(1+2 \times \beta \times ho)^2 + 1]} \times e^{-\beta \times l_{inf}}$	-11.632 kN·m
말뚝머리 힌지	$l_{mb} = \pi/(4 \times \beta)$	819 mm
	$M_{mb} = -0.3224 \times (P_{Hd}/\beta)$	-16.339 kN·m
최대 부재력	$M_{max} = \max[M_{고정} , M_{mb} , M_{inf} , M_{mb}]$	16.339 kN·m
	$S_{max} = S $	48.611 kN
말뚝 용력 검토	$f_t = 75.119 \leq 210.000$	O.K
	$f_c = 99.710 \leq 210.000$	O.K
	$f_s = 4.448 \leq 120.000$	O.K

여기서, l_{mb} , l_{mb} : 지중부 최대 모멘트의 작용 길이

M_{mb} , M_{mb} : 지중부 최대 모멘트의 크기

f_t : 말뚝의 최대 인장응력

$$f_t = P_{Hd}/Ap - M_{max} \times (D/2I)$$

f_{ta} : 말뚝의 허용 휨인장응력

$$= 210.000 \text{ Mpa}$$

f_c : 말뚝의 최대 압축응력

$$f_c = P_{Hd}/Ap + M_{max} \times (D/2I)$$

f_{ca} : 말뚝의 허용 휨압축응력

$$= 210.000 \text{ Mpa}$$

f_s : 말뚝의 최대 전단응력

$$f_s = S_{max}/Ap$$

f_{sa} : 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

$$\mu_2 = \text{MAX}(L/d - n, 0)$$

$$= 0.000$$

$$\mu = \mu_1 + \mu_2$$

$$= 0.000$$

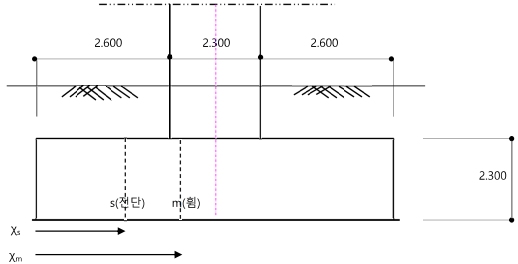
2) 단면 평가

(a) 교축방향

① 위험단면 선정

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$X_m = 2.600 + (2.300 - 2.038)/2$	2.731 m
전단	$X_s = 2.731 - 2.100/2$	1.681 m

② 교축방향 위험단면



③ 말뚝의 반력

구 분	계 산 과 정			결 과
	P_{Ni}	$\times$	n	
R1	907.718	$\times$	5	4539 kN
R2	767.110	$\times$	5	3836 kN
R3		$\times$		
R4		$\times$		
R5		$\times$		

④ 단면력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
기초자중에 의한 단면력	$M_{기중} = h \times X_m \times L \times \gamma_c \times l$	1608 kN·m
	$V_{기중} = h \times \gamma_c \times L \times \gamma_c$	725 kN
상재하중에 의한 단면력	$M_{상재} = h' \times X_m \times L \times \gamma_l \times l$	1647 kN·m
	$V_{상재} = h' \times \gamma_c \times L \times \gamma_l$	743 kN
말뚝반력에 의한 단면력	$M_{말뚝} = R1 \times 2.081 + R2 \times 0.531$	11480 kN·m
	$V_{말뚝} = R1$	4539 kN
기초의 단면력	$M_u = M_{말뚝} - M_{기중} - M_{상재}$	8225 kN·m
	$V_u = V_{말뚝} - V_{기중} - V_{상재}$	3071 kN

⑤ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\Phi M_n = 18600 \geq 8225$	O.K
전단	$\Phi V_n = 13640 \geq 3071$	O.K

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

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

$$f_{ck} = 27 \text{ Mpa} \quad f_y = 300 \text{ Mpa}$$

$$b = 7500 \text{ mm} \quad d = 2100 \text{ mm}$$

$$\Phi f = 1.000 \quad \Phi v = 1.000$$

$$\text{- 휨 검토} \quad 1\text{단} : D \quad 25 \quad - \quad 59 \quad ea$$

$$A_s = 29895 \text{ mm}^2$$

$$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 52.1 \text{ mm}$$

$$\text{- 전단 검토}$$

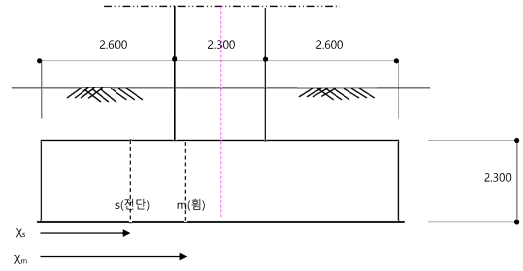
$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 13640 \text{ kN}$$

(b) 교축직각방향

① 위험단면 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$X_m = 2.600 + (2.300 - 2.038)/2$	2.731 m
전단	$\gamma_u = 2.731 - 2.100/2$	1.681 m

② 교축직각방향 위험단면



③ 말뚝의 반력

구 분	계 산 과 정		결 과
	P_{Hi}	n	
R1	955.406	5	4777 kN
R2	790.954	5	3955 kN
R3			
R4			
R5			

④ 단면력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
기초자중에 의한 단면력	$M_{기중} = h \times X_m \times B \times \gamma_c \times l$	1608 kN·m
	$V_{기중} = h \times \gamma_c \times B \times \gamma_c$	725 kN
상재하중에 의한 단면력	$M_{상재} = h' \times X_m \times B \times \gamma_l \times l$	1647 kN·m
	$V_{상재} = h' \times \gamma_c \times B \times \gamma_l$	743 kN
말뚝반력에 의한 단면력	$M_{말뚝} = R1 \times 2.081 + R2 \times 0.531$	12040 kN·m
	$V_{말뚝} = R1$	4777 kN
기초의 단면력	$M_u = M_{말뚝} - M_{기중} - M_{상재}$	8784 kN·m
	$V_u = V_{말뚝} - V_{기중} - V_{상재}$	3310 kN

⑤ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\Phi M_n = 18600 \geq 8784$	O.K
전단	$\Phi V_n = 13640 \geq 3310$	O.K

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

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

$$f_{ck} = 27 \text{ Mpa} \quad f_y = 300 \text{ Mpa}$$

$$b = 7500 \text{ mm} \quad d = 2100 \text{ mm}$$

$$\Phi f = 1.000 \quad \Phi v = 1.000$$

$$\text{- 휨 검토} \quad 1\text{단} : D \quad 25 \quad - \quad 59 \quad ea$$

$$A_s = 29895 \text{ mm}^2$$

$$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 52.1 \text{ mm}$$

$$\text{- 전단 검토}$$

$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 13640 \text{ kN}$$

3) 결과 요약

구 분		보유성능	소요성능	S.F	판정
안전성 검토	수평변위	교축	15.000	0.424	35.396 O.K
		교축직각	15.000	0.472	31.755 O.K
	연직 압축지지력	교축	4277	908	4.712 O.K
		교축직각	4277	955	4.477 O.K
	연직 인발지지력	교축	542	0	- O.K
		교축직각	542	0	- O.K
말뚝 응력 검토	휨인장응력	교축	210.000	71.339	2.944 O.K
		교축직각	210.000	75.119	2.796 O.K
	휨압축응력	교축	210.000	94.764	2.216 O.K
		교축직각	210.000	99.710	2.106 O.K
	휨전단응력	교축	120.000	4.237	28.324 O.K
		교축직각	120.000	4.448	26.981 O.K
단면 검토	휨	교축	18600	8225	2.261 O.K
		교축직각	18600	8784	2.117 O.K
	전단	교축	13640	3071	4.441 O.K
		교축직각	13640	3310	4.121 O.K

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

i) 교축방향

구 분	계 산 과 정	결 과
$A_{\alpha\alpha}$	$\sum (K_v \cos^2 \theta_i + K_v \sin^2 \theta_i)$	5957558
$A_{\gamma\gamma}A_{\gamma\gamma}$	$\sum (K_v - K_1) \sin \theta_i \cos \theta_i$	0
$A_{\alpha\alpha}A_{\alpha\alpha}$	$\sum \{(K_v - K_1)x_i \sin \theta_i \cos \theta_i - K_2 \cos \theta_i\}$	-3105489
$A_{\gamma\gamma}$	$\sum (K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)$	5543636
$A_{\gamma\alpha}A_{\gamma\alpha}$	$\sum \{K_1 \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i\}x_i + K_2 \sin \theta_i\}$	0
$A_{\alpha\alpha}$	$\sum \{K_1 \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i\}x_i^2 + (K_2 + K_3)x_i \sin \theta_i + K_4\}$	29874758

구 분	n	xi	$A_{\alpha\alpha}$	$A_{\gamma\alpha}A_{\gamma\alpha}$	$A_{\alpha\alpha}A_{\alpha\alpha}$	$A_{\gamma\gamma}$	$A_{\gamma\alpha}A_{\gamma\alpha}$	$A_{\alpha\alpha}$
1열	5	3.100	1191512	0	-621098	1108727	0	11302386
2열	5	1.550	1191512	0	-621098	1108727	0	3311235
3열	5	0.000	1191512	0	-621098	1108727	0	647518
4열	5	-1.550	1191512	0	-621098	1108727	0	3311235
5열	5	-3.100	1191512	0	-621098	1108727	0	11302386

ii) 교축직각방향

구 분	계 산 과 정	결 과
$A_{\alpha\alpha}$	$\sum (K_1 \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)$	5957558
$A_{\gamma\gamma}A_{\gamma\gamma}$	$\sum (K_v - K_1) \sin \theta_i \cos \theta_i$	0
$A_{\alpha\alpha}A_{\alpha\alpha}$	$\sum \{(K_1 - K_1)x_i \sin \theta_i \cos \theta_i - K_2 \cos \theta_i\}$	-3105489
$A_{\gamma\gamma}$	$\sum (K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)$	5543636
$A_{\gamma\alpha}A_{\gamma\alpha}$	$\sum \{K_1 \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i\}x_i + K_2 \sin \theta_i\}$	0
$A_{\alpha\alpha}$	$\sum \{K_1 \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i\}x_i^2 + (K_2 + K_3)x_i \sin \theta_i + K_4\}$	29874758

구 분	n	xi	$A_{\alpha\alpha}$	$A_{\gamma\alpha}A_{\gamma\alpha}$	$A_{\alpha\alpha}A_{\alpha\alpha}$	$A_{\gamma\gamma}$	$A_{\gamma\alpha}A_{\gamma\alpha}$	$A_{\alpha\alpha}$
1열	5	3.100	1191512	0	-621098	1108727	0	11302386
2열	5	1.550	1191512	0	-621098	1108727	0	3311235
3열	5	0.000	1191512	0	-621098	1108727	0	647518
4열	5	-1.550	1191512	0	-621098	1108727	0	3311235
5열	5	-3.100	1191512	0	-621098	1108727	0	11302386

② 말뚝머리의 변위량 및 반력 산정

i) 교축방향

구 분	$\delta_{\alpha\alpha}$	$\delta_{\gamma\gamma}$	P_{Ni}	P_{Hi}	M_{Hi}
1열	0.000419	0.004176	925.917	46.491	3.573
2열	0.000419	0.003510	778.313	46.491	3.573
3열	0.000419	0.002844	630.708	46.491	3.573
4열	0.000419	0.002179	483.104	46.491	3.573
5열	0.000419	0.001513	335.500	46.491	3.573

여기서, $\delta_{\alpha\alpha} = \delta_{\alpha} \times \cos \theta_i - (\delta_{\gamma} + \alpha \times x_i) \times \sin \theta_i$
 $\delta_{\gamma\gamma} = \delta_{\alpha} \times \sin \theta_i + (\delta_{\gamma} + \alpha \times x_i) \times \cos \theta_i$
 $P_{Ni} = K_v \times \delta_{\gamma i}$
 $P_{Hi} = K1 \times \delta_{\alpha i} - K2 \times \alpha$
 $M_{Hi} = -K3 \times \delta_{\alpha i} + K4 \times \alpha$

ii) 교축직각방향

구 분	$\delta_{\alpha\alpha}$	$\delta_{\gamma\gamma}$	P_{Ni}	P_{Hi}	M_{Hi}
1열	0.000485	0.004421	980.260	52.493	5.564
2열	0.000485	0.003632	805.484	52.493	5.564
3열	0.000485	0.002844	630.708	52.493	5.564
4열	0.000485	0.002056	455.933	52.493	5.564
5열	0.000485	0.001268	281.157	52.493	5.564

여기서, $\delta_{\alpha\alpha} = \delta_{\alpha} \times \cos \theta_i - (\delta_{\gamma} + \alpha \times x_i) \times \sin \theta_i$
 $\delta_{\gamma\gamma} = \delta_{\alpha} \times \sin \theta_i + (\delta_{\gamma} + \alpha \times x_i) \times \cos \theta_i$
 $P_{Ni} = K_v \times \delta_{\gamma i}$
 $P_{Hi} = K1 \times \delta_{\alpha i} - K2 \times \alpha$
 $M_{Hi} = -K3 \times \delta_{\alpha i} + K4 \times \alpha$

③ 말뚝머리의 변위량과 지지력에 대한 안정성 검토

구 분	보유성능	소요성능	S.F	판정
교 축	수평변위(mm)	15,000	0.419	35.804 O.K
	연직압축지지력(kN)	4193	926	4.528 O.K
	연직인발지지력(kN)	480	0	- O.K
교축직각	수평변위(mm)	15,000	0.485	30.906 O.K
	연직압축지지력(kN)	4193	980	4.277 O.K
	연직인발지지력(kN)	480	0	- O.K

※ 말뚝의 허용 변위량은 0.01D로 산정하지만 말뚝의 직경이 1,500mm 이하인 경우에는 $\delta_a = 15\text{mm}$ 를 사용한다.

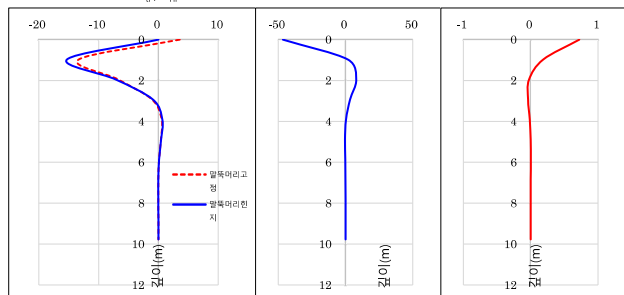
(e) 말뚝본체의 안정성 검토

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	0.361424	3.573	0.000	-46.491
2	0.977	0.092838	-13.344	-15.300	1.738
3	1.955	-0.012395	-6.733	-7.091	7.935
4	2.932	-0.019981	-1.074	-0.940	3.411
5	3.910	-0.007360	0.535	0.652	0.364
6	4.887	-0.000347	0.412	0.446	-0.354
7	5.864	0.000968	0.109	0.107	-0.220
8	6.842	0.000502	-0.013	-0.019	-0.048
9	7.819	0.000084	-0.023	-0.025	0.012
10	8.797	-0.000038	-0.009	-0.009	0.013
11	9.774	-0.000030	0.000	0.000	0.004

$y = (P_{H0}/2EI\beta^3) \times e^{-\beta x} \times [(1 + \beta \times h_0) \times \cos(\beta x) - \beta \times h_0 \times \sin(\beta x)]$
 $M_{고정} = -(P_{H0}/\beta) \times e^{-\beta x} \times [\beta \times h_0 \times \cos(\beta x) + (1 + \beta \times h_0) \times \sin(\beta x)]$
 $M_{힌지} = -(P_{H0}/\beta) \times e^{-\beta x} \times \sin(\beta x)$
 $S = -P_{H0} \times e^{-\beta x} \times [\cos(\beta x) - (1 + 2 \times \beta \times h_0) \times \sin(\beta x)]$
 $P_{Hi} = 46.491 \text{ kN}$
 $\beta = 0.959 \text{ m}^{-1}$
 $h_0 = M_0 / P_{Hi} = -76.856 \text{ mm}$



< 모멘트선도 >

< 전단력선도 >

< 변위선도 >

② 말뚝의 용력 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
말뚝머리 고정	$l_{inf} = 1/\beta \times \tan^{-1} [1/(1+2 \times \beta \times ho)]$	902 mm
	$M_{inf} = -(P_{Hd}/2\beta) \times \sqrt{[(1+2 \times \beta \times ho)^2 + 1]} \times e^{-\beta \times l_{inf}}$	-13.412 kN-m
말뚝머리 힌지	$l_{mb} = \pi/(4 \times \beta)$	819 mm
	$M_{mb} = -0.3224 \times (P_{Hd}/\beta)$	-15.626 kN-m
최대 부재력	$M_{max} = \max[M_{고정} , M_{mb} , M_{inf} , M_{mb}]$	15.626 kN-m
	$S_{max} = S $	46.491 kN
말뚝 용력 검토	$f_t = 72.957 \leq 210.000$	O.K
	$f_c = 96.476 \leq 210.000$	O.K
	$f_s = 4.254 \leq 120.000$	O.K

여기서, l_{mb} , l_{mb} : 지중부 최대 모멘트의 작용 길이

M_{mb} , M_{mb} : 지중부 최대 모멘트의 크기

f_t : 말뚝의 최대 인장응력

$$f_t = P_{Hd}/Ap - M_{max} \times (D/2I)$$

f_{ta} : 말뚝의 허용 휨인장응력 = 210.000 Mpa

f_c : 말뚝의 최대 압축응력

$$f_c = P_{Hd}/Ap + M_{max} \times (D/2I)$$

f_{ca} : 말뚝의 허용 휨압축응력 = 210.000 Mpa

f_s : 말뚝의 최대 전단응력

$$f_s = S_{max}/Ap$$

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

$$\mu_2 = \text{MAX}(L/d-n, 0) = 0.000$$

$$\mu = \mu_1 + \mu_2 = 0.000$$

ii) 교축직각방향

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	0.395768	5.564	0.000	-52.493
2	0.977	0.105855	-14.229	-17.275	1.036
3	1.955	-0.011628	-7.448	-8.007	8.530
4	2.932	-0.021622	-1.270	-1.062	3.795
5	3.910	-0.008238	0.554	0.736	0.451
6	4.887	-0.000503	0.451	0.504	-0.373
7	5.864	0.001030	0.124	0.121	-0.242
8	6.842	0.000555	-0.012	-0.021	-0.055
9	7.819	0.000099	-0.024	-0.028	0.012
10	8.797	-0.000039	-0.010	-0.010	0.014
11	9.774	-0.000033	-0.001	0.000	0.005

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

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

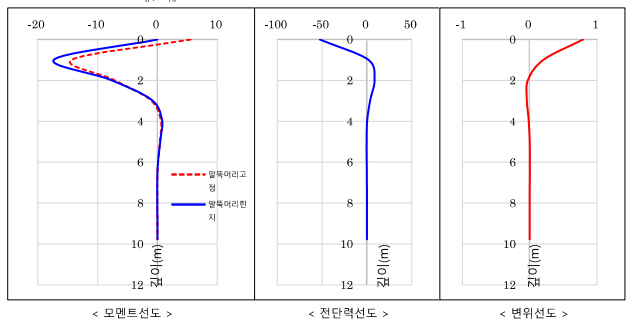
$$M_{힌지} = -(P_{Hd}/\beta) \times e^{-\beta x} \times \sin(\beta x)$$

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

$$P_{He} = 52.493 \text{ kN}$$

$$\beta = 0.959 \text{ m}^{-1}$$

$$ho = M_b / P_{He} = -105.989 \text{ mm}$$



② 말뚝의 용력 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
말뚝머리 고정	$l_{inf} = 1/\beta \times \tan^{-1} [1/(1+2 \times \beta \times ho)]$	936 mm
	$M_{inf} = -(P_{Hd}/2\beta) \times \sqrt{[(1+2 \times \beta \times ho)^2 + 1]} \times e^{-\beta \times l_{inf}}$	-14.251 kN-m
말뚝머리 힌지	$l_{mb} = \pi/(4 \times \beta)$	819 mm
	$M_{mb} = -0.3224 \times (P_{Hd}/\beta)$	-17.644 kN-m
최대 부재력	$M_{max} = \max[M_{고정} , M_{mb} , M_{inf} , M_{mb}]$	17.644 kN-m
	$S_{max} = S $	52.493 kN
말뚝 용력 검토	$f_t = 76.411 \leq 210.000$	O.K
	$f_c = 102.966 \leq 210.000$	O.K
	$f_s = 4.803 \leq 120.000$	O.K

여기서, l_{mb} , l_{mb} : 지중부 최대 모멘트의 작용 길이

M_{mb} , M_{mb} : 지중부 최대 모멘트의 크기

f_t : 말뚝의 최대 인장응력

$$f_t = P_{Hd}/Ap - M_{max} \times (D/2I)$$

f_{ta} : 말뚝의 허용 휨인장응력 = 210.000 Mpa

f_c : 말뚝의 최대 압축응력

$$f_c = P_{Hd}/Ap + M_{max} \times (D/2I)$$

f_{ca} : 말뚝의 허용 휨인장응력 = 210.000 Mpa

f_s : 말뚝의 최대 전단응력

$$f_s = S_{max}/Ap$$

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

$$\mu_2 = \text{MAX}(L/d-n, 0) = 0.000$$

$$\mu = \mu_1 + \mu_2 = 0.000$$

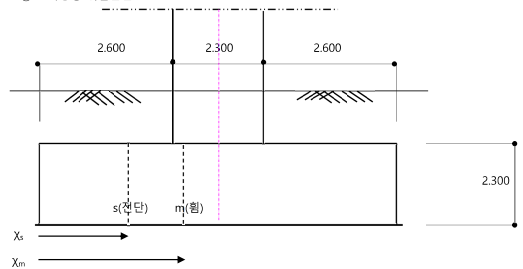
2) 단면 평가

(a) 교축방향

① 위험단면 선정

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$X_m = 2.600 + (2.300 - 2.038)/2$	2.731 m
전단	$X_s = 2.731 - 2.100/2$	1.681 m

② 교축방향 위험단면



③ 말뚝의 반력

구 분	계 산 과 정			결 과
	P_{Hi}	$\times$	n	
R1	925.917	$\times$	5	4630 kN
R2	778.313	$\times$	5	3892 kN
R3		$\times$		
R4		$\times$		
R5		$\times$		

④ 단면력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
기초자중에 의한 단면력	$M_{기중} = h \times X_m \times L \times \gamma_c \times l$	1608 kN·m
	$V_{기중} = h \times \gamma_c \times L \times \gamma_c$	725 kN
상재하중에 의한 단면력	$M_{상재} = h' \times X_m \times L \times \gamma_L \times l$	1514 kN·m
	$V_{상재} = h' \times \gamma_L \times L \times \gamma_L$	683 kN
말뚝반력에 의한 단면력	$M_{말뚝} = R1 \times 2.081 + R2 \times 0.531$	11699 kN·m
	$V_{말뚝} = R1$	4630 kN
기초의 단면력	$M_u = M_{말뚝} - M_{기중} - M_{상재}$	8577 kN·m
	$V_u = V_{말뚝} - V_{기중} - V_{상재}$	3222 kN

⑤ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\Phi M_n = 18600 \geq 8577$	O.K
전단	$\Phi V_n = 13640 \geq 3222$	O.K

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

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

$$f_{ck} = 27 \text{ Mpa} \quad f_y = 300 \text{ Mpa}$$

$$b = 7500 \text{ mm} \quad d = 2100 \text{ mm}$$

$$\Phi f = 1.000 \quad \Phi v = 1.000$$

$$\text{- 휨 검토} \quad 1\text{단 : } D \quad 25 \quad - \quad 59 \quad ea$$

$$A_s = 29895 \text{ mm}^2$$

$$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 52.1 \text{ mm}$$

$$\text{- 전단 검토}$$

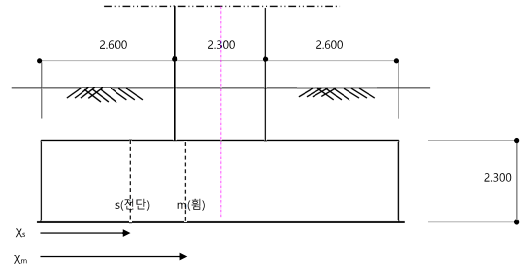
$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 13640 \text{ kN}$$

(b) 교축직각방향

① 위험단면 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$X_m = 2.600 + (2.300 - 2.038)/2$	2.731 m
전단	$X_u = 2.731 - 2.100/2$	1.681 m

② 교축직각방향 위험단면



③ 말뚝의 반력

구 분	계 산 과 정		결 과
	P_{Hi}	n	
R1	980.260	5	4901 kN
R2	805.484	5	4027 kN
R3			
R4			
R5			

④ 단면력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
기초자중에 의한 단면력	$M_{기중} = h \times X_m \times B \times \gamma_c \times l$	1608 kN·m
	$V_{기중} = h \times \gamma_c \times B \times \gamma_c$	725 kN
상재하중에 의한 단면력	$M_{상재} = h' \times X_m \times B \times \gamma_L \times l$	1514 kN·m
	$V_{상재} = h' \times \gamma_L \times B \times \gamma_L$	683 kN
말뚝반력에 의한 단면력	$M_{말뚝} = R1 \times 2.081 + R2 \times 0.531$	12337 kN·m
	$V_{말뚝} = R1$	4901 kN
기초의 단면력	$M_u = M_{말뚝} - M_{기중} - M_{상재}$	9214 kN·m
	$V_u = V_{말뚝} - V_{기중} - V_{상재}$	3494 kN

⑤ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\Phi M_n = 18600 \geq 9214$	O.K
전단	$\Phi V_n = 13640 \geq 3494$	O.K

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

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

$$f_{ck} = 27 \text{ Mpa} \quad f_y = 300 \text{ Mpa}$$

$$b = 7500 \text{ mm} \quad d = 2100 \text{ mm}$$

$$\Phi f = 1.000 \quad \Phi v = 1.000$$

$$\text{- 휨 검토} \quad 1\text{단 : } D \quad 25 \quad - \quad 59 \quad ea$$

$$A_s = 29895 \text{ mm}^2$$

$$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 52.1 \text{ mm}$$

$$\text{- 전단 검토}$$

$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 13640 \text{ kN}$$

3) 결과 요약

구 분		보유성능	소요성능	S.F	판정
안전성 검토	수평변위	교축	15.000	0.419	35.804 O.K
		교축직각	15.000	0.485	30.906 O.K
	연직 압축지지력	교축	4193	926	4.528 O.K
		교축직각	4193	980	4.277 O.K
	연직 인발지지력	교축	480	0	- O.K
		교축직각	480	0	- O.K
말뚝 응력 검토	휨인장응력	교축	210.000	72.957	2.878 O.K
		교축직각	210.000	76.411	2.748 O.K
	휨압축응력	교축	210.000	96.476	2.177 O.K
		교축직각	210.000	102.966	2.040 O.K
	휨전단응력	교축	120.000	4.254	28.211 O.K
		교축직각	120.000	4.803	24.985 O.K
단면 검토	휨	교축	18600	8577	2.169 O.K
		교축직각	18600	9214	2.019 O.K
	전단	교축	13640	3222	4.233 O.K
		교축직각	13640	3494	3.904 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) P7

• 기초부 교축방향

$$\begin{aligned} M_{\xi}^{\perp} &= \min \{ M_{\xi}^{\perp}, M_{\xi,comb}^{\perp} \} = \min [19,471 \quad , \quad 7,730] \\ &= 7,730 \quad \text{kNm} \\ V_{\xi}^{\perp} &= \min [V_{\xi}^{\perp}, V_{\xi,comb}^{\perp}] = \min [2,607 \quad , \quad 1,225] \\ &= 1,225 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

• 기초부 교직방향

$$\begin{aligned} M_{\xi}^{\parallel} &= \min \{ M_{\xi}^{\parallel}, M_{\xi,comb}^{\parallel} \} = \min [19,510 \quad , \quad 6,493] \\ &= 6,493 \quad \text{kNm} \\ V_{\xi}^{\parallel} &= \min [V_{\xi}^{\parallel}, V_{\xi,comb}^{\parallel}] = \min [2,187 \quad , \quad 1,071] \\ &= 1,071 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

1) 교축방향 지진력

• 교각하단의 작용력

$$\begin{aligned} \text{- 연직력} &: N = 7,940 \times 1 = 7,940 \quad \text{kN} \\ \text{- 수평력} &: H = 1,225 \times 1 = 1,225 \quad \text{kN} \\ \text{- 모멘트} &: M = 7,730 \times 1 = 7,730 \quad \text{kNm} \end{aligned}$$

2) 교축직각방향 지진력

• 교각하단의 작용력

$$\begin{aligned} \text{- 연직력} &: N = 7,940 \times 1 = 7,940 \quad \text{kN} \\ \text{- 수평력} &: H = 1,071 \times 1 = 1,071 \quad \text{kN} \\ \text{- 모멘트} &: M = 6,493 \times 1 = 6,493 \quad \text{kNm} \end{aligned}$$

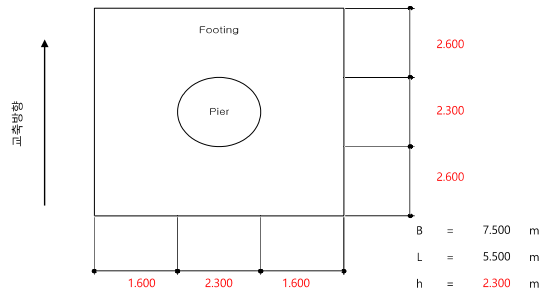
3) 기초 하단 지진력

구 분	연직력 N(kN)	수평력 H(kN)	모멘트 M(kNm)	비 고
교 축 방 향	7,940	1,225	7,730	
교축직각방향	7,940	1,071	6,493	

11. 기초부 평가

11. 교각 7

11.1 검토조건



11.2 내진성능평가

1) 안정성 검토

(a) 말뚝의 허용연직지진력 산정

① 말뚝의 허용연직압축지진력(Ra)

구 분	계 산 과 정	결 과
Ra	$\gamma/n \times R_u$	4476 kN

Ra : 말뚝의 허용연직압축지진력

γ : 극한지진력 추정법의 상위에 의한 안전율의 보정계수 ($\gamma = 1.0$)

n : 안전율 (지진말뚝의 경우 지진시 ; n = 2)

Ru : 지반조건에 따라 결정되는 말뚝의 극한지진력

$$R_u = qd + U \times \sum (i \cdot f_i) = 8953 \quad \text{kN}$$

qd : 말뚝 선단 지반의 극한지진력

$$qd = \alpha \times q_{ux} \times A = 7094 \quad \text{kN}$$

α : 감소계수는 0.2~0.5의 값을 가지며 평균값 0.35의 값을 적용

qu : 말뚝 선단 지반의 일축압축강도 = 100000 kN/m²

A : 말뚝의 선단면적

$$A = \pi \times D^2 = 0.203 \quad \text{m}^2$$

U : 말뚝의 둘레길이

$$U = 1.596 \quad \text{m}$$

i : 주변마찰력을 고려하는 층의 두께

f : 주변마찰력을 고려하는 층의 최대 주변마찰력

지 층	li (m)	N	fi (kN/m ²)	i-fi (kN/m)
사실토	4.600	30	60	276.00
자갈층	2.600	30	60	156.00
풍화암	7.326	50	100	732.60
$\sum (i \cdot f_i) =$				1164.60

⑤ 말뚝의 허용연직인발지진력(Pa)

구 분	계 산 과 정	결 과
Pa	$1/n \times P_u + W$	693 kN

Pa : 말뚝의 허용연직인발지진력

n : 안전율 (지진시 ; n = 3)

Pu : 말뚝의 극한인발력

$$P_u = U \times \sum (i \cdot f_i) = 1859 \quad \text{kN}$$

W : 말뚝의 유효중량

$$= 74 \quad \text{kN}$$

(b) 말뚝의 스프링정수 산정

① 말뚝의 축방향 스프링정수(Kv)

구 분	계 산 과 정	결 과
Kv	$a \times A_p \times E_p / L$	97545 kN/m

$$a = 0.010 \times (L/D) + 0.36 = 0.648$$

do : 부식을 고려한 지름 = 504 mm

Ap : 말뚝의 순단면적 = 10930 mm²

Ep : 말뚝의 탄성계수 = 200000 N/mm²

L : 말뚝 길이 = 14526 mm

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

구 분	계 산 과 정	결 과
K1	$4EI\beta^3$	238302 kN/m
K2	$2EI\beta^2$	124220 kN/rad
K3	$2EI\beta^2$	124220 kN-m/m
K4	$2EI\beta$	129504 kN-m/rad

$$\begin{aligned} \beta &= \sqrt[4]{[(kh \times D)/(4 \times E_p \times I_p)]} = 0.9592 \quad \text{m}^{-1} \\ kh &= kh0 \times (BH/0.3)^{-3/4} = 449959 \quad \text{kN/m}^3 \\ kh0 &= 1/0.3 \times \alpha \times E_o \quad (\text{지진시 } \alpha=2) = 933333 \quad \text{kN/m}^3 \\ E_o &= 2800 \times N \quad (1/\beta \text{ 값이에서의 } N \text{치}) = 140000 \quad \text{kN/m}^2 \\ BH &= \sqrt{(D/\beta)} \quad (\beta_{\text{정사}} \text{ 적용}) = 0.7936 \quad \text{m} \\ \beta_{\text{정사}} &= \sqrt[2.5]{[(\alpha \times E_o)^8 \times D^5]/(0.3^2 \times 2^{16} \times (E_p \times I_p^3))} = 0.8066 \quad \text{m}^{-1} \\ E_p &: \text{말뚝의 탄성계수} = 200000 \quad \text{N/mm}^2 \\ I_p &: \text{말뚝의 단면 2차 모멘트} = 0.000338 \quad \text{m}^4 \end{aligned}$$

(c) 기초의 두께 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
$\beta \lambda$	0.376 < 1.000	강제취급

$$\beta = \sqrt[4]{[(3 \times k)/(E \times h^3)]} = 0.145 \quad \text{m}^{-1}$$

$$k = K_p = K_v \times (m \times n)/(B \times L) = 47295 \quad \text{kN/m}^3$$

$$E = 8,500 \times f_{cu} = 26702 \quad \text{Mpa}$$

$$\lambda = \text{Max}[l_b] = 2.600 \quad \text{m}$$

$$h = \text{직접기초의 두께} = 2.300 \quad \text{m}$$

(d) 말뚝머리의 안정성 검토

① 유리말뚝 원형의 변위량(δ_o , δ_y , α) 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
교축	$A_{wo} \times \delta_o + A_{wy} \times \delta_y - A_{wo} \times \alpha = V$	$\delta_o = 0.000643 \quad \text{m}$
	$A_{yx} \times \delta_o + A_{yy} \times \delta_y - A_{yo} \times \alpha = H_{교축}$	$\delta_y = 0.004778 \quad \text{m}$
	$A_{wo} \times \delta_o + A_{wy} \times \delta_y - A_{wo} \times \alpha = M_{교축}$	$\alpha = 0.000839 \quad \text{rad}$
교축 직각	$A_{wo} \times \delta_o + A_{wy} \times \delta_y - A_{wo} \times \alpha = V$	$\delta_o = 0.001301 \quad \text{m}$
	$A_{yx} \times \delta_o + A_{yy} \times \delta_y - A_{yo} \times \alpha = H_{교축직각}$	$\delta_y = 0.007465 \quad \text{m}$
	$A_{wo} \times \delta_o + A_{wy} \times \delta_y - A_{wo} \times \alpha = M_{교축직각}$	$\alpha = 0.001958 \quad \text{rad}$
일반식	$\begin{bmatrix} \delta_x \\ \delta_y \\ \alpha \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} A_{xx} & A_{xy} & A_{xa} \\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya} \\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa} \end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix} H_o \\ V_o \\ M_o \end{bmatrix}$	

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

i) 교축방향

구 분	계 산 과 정	결 과
A_{xx}	$\sum (K_1 \cos^2 \theta_i + K_2 \sin^2 \theta_i)$	5957558
$A_{yy}A_{yz}$	$\sum (K_2 - K_1) \sin \theta_i \cos \theta_i$	0
$A_{yz}A_{zx}$	$\sum \{(K_2 - K_1) x_i \sin \theta_i \cos \theta_i - K_2 \cos \theta_i\}$	-3105489
A_{yy}	$\sum (K_1 \cos^2 \theta_i + K_2 \sin^2 \theta_i)$	2438635
$A_{yz}A_{zy}$	$\sum \{K_1 \cos^2 \theta_i + K_2 \sin^2 \theta_i\} x_i + K_2 \sin \theta_i\}$	0
A_{zx}	$\sum \{K_1 \cos^2 \theta_i + K_2 \sin^2 \theta_i\} x_i^2 + (K_2 + K_1) x_i \sin \theta_i + K_2\}$	14955231

구 분	n	xi	A_{xx}	$A_{yz}A_{zy}$	$A_{yz}A_{zx}$	A_{yy}	$A_{yz}A_{zy}$	A_{zx}
1열	5	3.100	1191512	0	-621098	487727	0	5334575
2열	5	1.550	1191512	0	-621098	487727	0	1819282
3열	5	0.000	1191512	0	-621098	487727	0	647518
4열	5	-1.550	1191512	0	-621098	487727	0	1819282
5열	5	-3.100	1191512	0	-621098	487727	0	5334575

ii) 교축직각방향

구 분	계 산 과 정	결 과
A_{xx}	$\sum (K_1 \cos^2 \theta_i + K_2 \sin^2 \theta_i)$	3812837
$A_{yz}A_{zy}$	$\sum (K_2 - K_1) \sin \theta_i \cos \theta_i$	0
$A_{yz}A_{zx}$	$\sum \{(K_2 - K_1) x_i \sin \theta_i \cos \theta_i - K_2 \cos \theta_i\}$	-1987513
A_{yy}	$\sum (K_1 \cos^2 \theta_i + K_2 \sin^2 \theta_i)$	1560727
$A_{yz}A_{zy}$	$\sum \{K_1 \cos^2 \theta_i + K_2 \sin^2 \theta_i\} x_i + K_2 \sin \theta_i\}$	0
A_{zx}	$\sum \{K_1 \cos^2 \theta_i + K_2 \sin^2 \theta_i\} x_i^2 + (K_2 + K_1) x_i \sin \theta_i + K_2\}$	5895837

구 분	n	xi	A_{xx}	$A_{yz}A_{zy}$	$A_{yz}A_{zx}$	A_{yy}	$A_{yz}A_{zy}$	A_{zx}
1열	4	2.100	953209	0	-496878	390182	0	2238715
2열	4	0.700	953209	0	-496878	390182	0	709203
3열	4	-0.700	953209	0	-496878	390182	0	709203
4열	4	-2.100	953209	0	-496878	390182	0	2238715

② 말뚝머리의 변위량 및 반력 산정

i) 교축방향

구 분	δ_{yi}	δ_{xi}	P_{Ni}	P_{Hi}	M_{Hi}
1열	0.000643	0.007378	719.672	49.002	28.766
2열	0.000643	0.006078	592.859	49.002	28.766
3열	0.000643	0.004778	466.047	49.002	28.766
4열	0.000643	0.003478	339.234	49.002	28.766
5열	0.000643	0.002178	212.421	49.002	28.766

여기서, $\delta_{yi} = \delta_y \times \cos \theta_i - (\delta_y + \alpha \times x_i) \times \sin \theta_i$

$\delta_{xi} = \delta_y \times \sin \theta_i + (\delta_y + \alpha \times x_i) \times \cos \theta_i$

$P_{Ni} = K_v \times \delta_{yi}$

$P_{Hi} = K_1 \times \delta_{xi} - K_2 \times \alpha$

$M_{Hi} = -K_3 \times \delta_{xi} + K_4 \times \alpha$

ii) 교축직각방향

구 분	δ_{yi}	δ_{xi}	P_{Ni}	P_{Hi}	M_{Hi}
1열	0.001301	0.011576	1129.192	66.917	91.873
2열	0.001301	0.008836	861.863	66.917	91.873
3열	0.001301	0.006095	594.533	66.917	91.873
4열	0.001301	0.003354	327.203	66.917	91.873

여기서, $\delta_{yi} = \delta_y \times \cos \theta_i - (\delta_y + \alpha \times x_i) \times \sin \theta_i$

$\delta_{xi} = \delta_y \times \sin \theta_i + (\delta_y + \alpha \times x_i) \times \cos \theta_i$

$P_{Ni} = K_v \times \delta_{yi}$

$P_{Hi} = K_1 \times \delta_{xi} - K_2 \times \alpha$

$M_{Hi} = -K_3 \times \delta_{xi} + K_4 \times \alpha$

③ 말뚝머리의 변위량과 지지력에 대한 안정성 검토

구 분	보유성능	소요성능	S.F	판정
교 축	수평변위(mm)	15,000	0.643	23.334 O.K
	연직압축지지력(kN)	4476	720	6.220 O.K
	연직인발지지력(kN)	693	0	- O.K
교 축 직 각	수평변위(mm)	15,000	1.301	11.528 O.K
	연직압축지지력(kN)	4476	1129	3.964 O.K
	연직인발지지력(kN)	693	0	- 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	0.179680	28.766	0.000	-49.002
2	1.453	0.064460	-4.193	-12.483	-3.658
3	2.905	-0.005423	-2.140	-1.094	2.699
4	4.358	-0.004448	0.071	0.673	0.462
5	5.810	-0.000056	0.138	0.126	-0.126
6	7.263	0.000269	0.008	-0.030	-0.040
7	8.716	0.000027	-0.008	-0.010	0.004
8	10.168	-0.000014	-0.001	0.001	0.003
9	11.621	-0.000003	0.000	0.001	0.000
10	13.073	0.000001	0.000	0.000	0.000
11	14.526	0.000000	0.000	0.000	0.000

$y = (P_{H0}/2EI\beta^3) \times e^{-\beta x} \times [(1 + \beta \times h_0) \times \cos(\beta x) - \beta \times h_0 \times \sin(\beta x)]$

$M_{고정} = -(P_{H0}/\beta) \times e^{-\beta x} \times [\beta \times h_0 \times \cos(\beta x) + (1 + \beta \times h_0) \times \sin(\beta x)]$

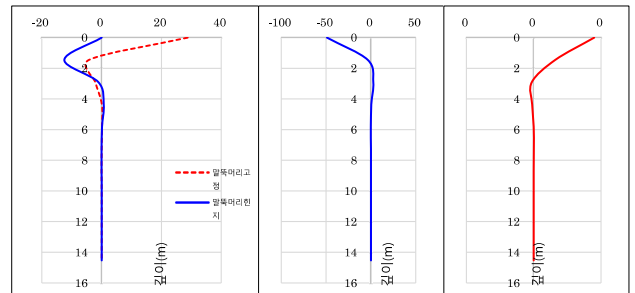
$M_{힌지} = -(P_{H0}/\beta) \times e^{-\beta x} \times \sin(\beta x)$

$S = -P_{H0} \times e^{-\beta x} \times [\cos(\beta x) - (1 + 2 \times \beta \times h_0) \times \sin(\beta x)]$

$P_{Hi} = 49.002 \text{ kN}$

$\beta = 0.959 \text{ m}^{-1}$

$h_0 = M_0 / P_{Hi} = -587.049 \text{ mm}$



< 모멘트선도 >

< 전단력선도 >

< 변위선도 >

② 말뚝의 용력 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
말뚝머리 고정	$l_{inf} = 1/\beta \times \tan^{-1} [1/(1+2 \times \beta \times ho)]$	-1507 mm
	$M_{inf} = -(P_{inf}/2\beta) \times \sqrt{[(1+2 \times \beta \times ho)^2 + 1]} \times e^{-\beta \times l_{inf}}$	-109.238 kN-m
말뚝머리 힌지	$l_{mb} = \pi/(4 \times \beta)$	819 mm
	$M_{mb} = -0.3224 \times (P_{inf}/\beta)$	-16.470 kN-m
최대 부재력	$M_{max} = \max[M_{고정} , M_{중간} , M_{inf} , M_{mb}]$	109.238 kN-m
	$S_{max} = S $	49.000 kN
말뚝 용력 검토	$f_t = 0.000 \leq 210.000$	O.K
	$f_c = 148.051 \leq 210.000$	O.K
	$f_s = 4.483 \leq 120.000$	O.K

여기서, l_{inf}, l_{mb} : 지중부 최대 모멘트의 작용 길이

M_{inf}, M_{mb} : 지중부 최대 모멘트의 크기

f_t : 말뚝의 최대 인장응력

$$f_t = P_{inf}/Ap - M_{max} \times (D/2I)$$

f_{ta} : 말뚝의 허용 휨인장응력

$$= 210.000 \text{ Mpa}$$

f_c : 말뚝의 최대 압축응력

$$f_c = P_{inf}/Ap + M_{max} \times (D/2I)$$

f_{ca} : 말뚝의 허용 휨압축응력

$$= 210.000 \text{ Mpa}$$

f_s : 말뚝의 최대 전단응력

$$f_s = S_{max}/Ap$$

f_{sa} : 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

$$\mu_2 = \text{MAX}(L/d - n, 0)$$

$$= 0.000$$

$$\mu = \mu_1 + \mu_2$$

$$= 0.000$$

ii) 교축직각방향

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	-0.177993	91.873	0.000	-66.917
2	1.453	0.172920	9.429	-17.046	-29.648
3	2.905	0.026125	-4.835	-1.494	1.525
4	4.358	-0.008367	-1.005	0.920	1.961
5	5.810	-0.002343	0.210	0.173	0.078
6	7.263	0.000310	0.080	-0.042	-0.114
7	8.716	0.000172	-0.006	-0.014	-0.015
8	10.168	-0.000004	-0.005	0.001	0.006
9	11.621	-0.000011	0.000	0.001	0.001
10	13.073	-0.000001	0.000	0.000	0.000
11	14.526	0.000001	0.000	0.000	0.000

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

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

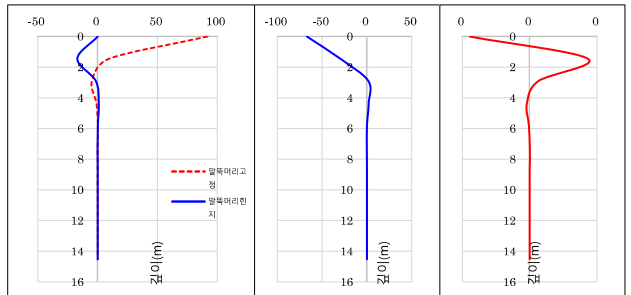
$$M_{힌지} = -(P_{inf}/\beta) \times e^{-\beta x} \times \sin(\beta x)$$

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

$$P_{Hi} = 66.917 \text{ kN}$$

$$\beta = 0.959 \text{ m}^{-1}$$

$$ho = M_0 / P_{Hi} = -1372.953 \text{ mm}$$



< 모멘트선도 >

< 전단력선도 >

< 변위선도 >

② 말뚝의 용력 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
말뚝머리 고정	$l_{inf} = 1/\beta \times \tan^{-1} [1/(1+2 \times \beta \times ho)]$	-573 mm
	$M_{inf} = -(P_{inf}/2\beta) \times \sqrt{[(1+2 \times \beta \times ho)^2 + 1]} \times e^{-\beta \times l_{inf}}$	-115.725 kN-m
말뚝머리 힌지	$l_{mb} = \pi/(4 \times \beta)$	819 mm
	$M_{mb} = -0.3224 \times (P_{inf}/\beta)$	-22.492 kN-m
최대 부재력	$M_{max} = \max[M_{고정} , M_{중간} , M_{inf} , M_{mb}]$	115.725 kN-m
	$S_{max} = S $	66.917 kN
말뚝 용력 검토	$f_t = 16.229 \leq 210.000$	O.K
	$f_c = 190.401 \leq 210.000$	O.K
	$f_s = 6.123 \leq 120.000$	O.K

여기서, l_{inf}, l_{mb} : 지중부 최대 모멘트의 작용 길이

M_{inf}, M_{mb} : 지중부 최대 모멘트의 크기

f_t : 말뚝의 최대 인장응력

$$f_t = P_{inf}/Ap - M_{max} \times (D/2I)$$

f_{ta} : 말뚝의 허용 휨인장응력

$$= 210.000 \text{ Mpa}$$

f_c : 말뚝의 최대 압축응력

$$f_c = P_{inf}/Ap + M_{max} \times (D/2I)$$

f_{ca} : 말뚝의 허용 휨압축응력

$$= 210.000 \text{ Mpa}$$

f_s : 말뚝의 최대 전단응력

$$f_s = S_{max}/Ap$$

f_{sa} : 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

$$\mu_2 = \text{MAX}(L/d - n, 0)$$

$$= 0.000$$

$$\mu = \mu_1 + \mu_2$$

$$= 0.000$$

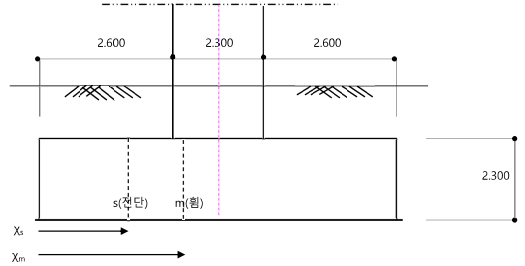
2) 단면 평가

(a) 교축방향

① 위험단면 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$X_m = 2.600 + (2.300 - 2.038)/2$	2.731 m
전단	$X_s = 2.731 - 2.100/2$	1.681 m

② 교축방향 위험단면



③ 말뚝의 반력

구 분	계 산 과 정			결 과
	P_{Hi}	$\times$	n	
R1	719.672	$\times$	5	3598 kN
R2	592.859	$\times$	5	2964 kN
R3		$\times$		
R4		$\times$		
R5		$\times$		

④ 단면력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
기초자중에 의한 단면력	$M_{기중} = h \times X_{gm} \times L \times Y_L \times I$	1179 kN·m
	$V_{기중} = h \times X_L \times L \times Y_L$	532 kN
상재자중에 의한 단면력	$M_{상재} = h' \times X_{gm} \times L \times Y_L \times I$	740 kN·m
	$V_{상재} = h' \times X_L \times L \times Y_L$	334 kN
말뚝반력에 의한 단면력	$M_{말뚝} = R1 \times 2.081 + R2 \times 0.531$	9061 kN·m
	$V_{말뚝} = R1$	3598 kN
기초의 단면력	$M_u = M_{말뚝} - M_{기중} - M_{상재}$	7142 kN·m
	$V_u = V_{말뚝} - V_{기중} - V_{상재}$	2733 kN

⑤ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\Phi M_n = 13557 \geq 7142$	O.K
전단	$\Phi V_n = 10003 \geq 2733$	O.K

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

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

$f_{ck} = 27 \text{ Mpa}$ $f_y = 300 \text{ Mpa}$

b = 5500 mm d = 2100 mm

$$\Phi_f = 1.000 \qquad \Phi_v = 1.000$$

- 횡 검토 1단 : D 25 - 43 ea

$$A_s = 21788 \text{ mm}^2$$

$$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 51.8 \text{ mm}$$

- 전단 검토

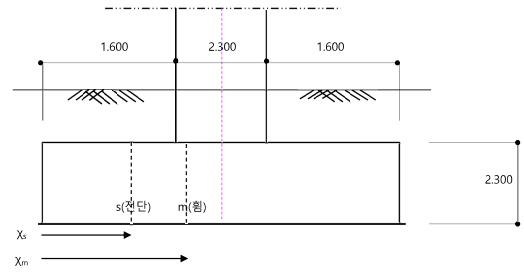
$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 10003 \text{ kN}$$

(b) 교축직각방향

① 위험단면 산정

구분	계산과정	결과
횡	$X_m = 1.600 + (2.300 - 2.038)/2$	1.731 m
전단	$X_s = 1.731 - 2.100/2$	0.681 m

② 교축직각방향 위험단면



③ 말뚝의 반력

구 분	계 산 과 정		결 과
	P_N	n	
R1	1129.192	4	4517 kN
R2	x		
R3	x		
R4	x		
R5	x		

④ 단면력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
기초자중에 의한 단면력	$M_{기중} = h \times X_m \times B \times Y_L \times I$	646 kN·m
	$V_{기중} = h \times X_C \times B \times Y_C$	294 kN
상재하중에 의한 단면력	$M_{상재} = h' \times X_m \times B \times Y_L \times I$	406 kN·m
	$V_{상재} = h' \times X_C \times B \times Y_C$	184 kN
말뚝반력에 의한 단면력	$M_{말뚝} = R1 \times 1.081$	4882 kN·m
	$V_{말뚝} = R1$	4517 kN
기초의 단면력	$M_u = M_{말뚝} - M_{기중} - M_{상재}$	3830 kN·m
	$V_u = V_{말뚝} - V_{기중} - V_{상재}$	4039 kN

⑤ 단면 검토

구분	계산과정	결과
휠	$\Phi Mn = 7346 \geq 3830$	O.K
전단	$\Phi Vn = 13640 \geq 4039$	O.K

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

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

$f_{ck} = 27 \text{ Mpa}$ $f_y = 300 \text{ Mpa}$

b = 7500 mm d = 2100 mm

$$\Phi_f = 1.000 \qquad \Phi_v = 1.000$$

- 힘 검토 1단: D 16 - 59 ea

$$As = 11717 \text{ mm}^2$$

$$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 20.4 \text{ mm}$$

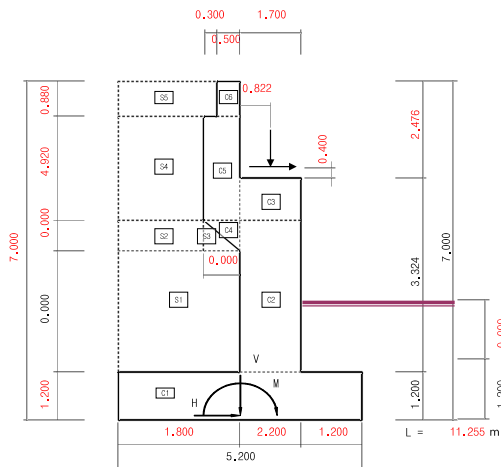
- 전단 검토

$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 13640 \text{ kN}$$

3) 결과 요약

구 분			보유성능	소요성능	S.F	판정
안정성 검토	수평변위	교축	15,000	0.643	23.334	O.K
		교축직각	15,000	1.301	11.528	O.K
	연직 압축지지력	교축	4476	720	6.220	O.K
		교축직각	4476	1129	3.964	O.K
	연직 인발지지력	교축	693	0	-	O.K
		교축직각	693	0	-	O.K
말뚝 응력 검토	휨인장응력	교축	210,000	0.000	-	O.K
		교축직각	210,000	16.229	12.940	O.K
	휨압축응력	교축	210,000	148.051	1.418	O.K
		교축직각	210,000	190.401	1.103	O.K
	휨전단응력	교축	120,000	4.483	26.765	O.K
		교축직각	120,000	6.123	19.600	O.K
단면 검토	휨	교축	13557	7142	1.898	O.K
		교축직각	7346	3830	1.918	O.K
	전단	교축	10003	2733	3.660	O.K
		교축직각	13640	4039	3.377	O.K

1) 교대 구체 하중산정



구분	채지		단위증량	수직력	수평직각간주	수평력	깔집이		모멘트	
	A	y	W	K _n	H	x	y	M _x	M _y	
구	C1	6,240	25,00	156,000	0,077	12,012	2,600	0,600	405,600	7,200
	C2	0,000	25,00	0,000	0,077	0,000	2,300	1,200	0,00	0,000
	C3	5,651	25,00	141,270	0,077	10,878	2,050	2,862	289,60	31,132
	C4	0,000	25,00	0,000	0,077	0,000	3,400	1,200	0,000	0,000
	C5	3,396	25,00	98,400	0,077	7,577	3,300	3,660	324,720	27,731
	C6	0,440	25,00	11,000	0,077	0,847	1,450	6,560	15,950	5,566
재	소개	16,267		406,670		31,314			1035,874	71,627
	S1	0,000	20,00	0,000	0,077	0,000	4,300	1,200	0,000	0,000
	S2	0,000	20,00	0,000	0,077	0,000	4,300	1,200	0,000	0,000
	S3	0,000	20,00	0,000	0,077	0,000	3,400	1,200	0,000	0,000
	S4	8,856	20,00	177,120	0,077	13,638	4,200	3,660	761,616	49,916
	S5	1,848	20,00	36,960	0,077	2,846	4,150	6,560	153,384	18,669
합	총	10,704		214,080		16,484			915,000	68,585
	계			620,750		47,798			1950,874	140,212

※ 수평력(지진시 관성력) $H = K_h \times V_i$ (수평지진계수, $K_h = 0.5A = 0.5 \times 0.154 = 0.077$)

구 분		단 위	내 용	비 고
빔재용재	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	$S = Z \times 1$	g	0.154	(0.11 × 1.4)
교대	콘크리트 압축강도	Mpa	24	
	철근 항복강도	Mpa	300	
	단위중량	kN/m ³	25	

구 분	SH1	SH2	SH3	SH4	SH5	SH6	SH7
반력(kN)	1121	1102					
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)							

① 지진시 주동토압계수 산정 (Mononobe-Okabe)

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta + \beta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(i - \beta)}} \right]^2} = 0.314$$

α : 뒷재울홈의 내부마찰각	=	35.00 °
β : 벡배면과 연직면이 이루는 각	=	0.00 °
δ : 벡배면과 틀 사이의 벡면 마찰각	=	0.00 °
(γ : 지표면과 수평면이 이루는 각	=	0.00 °
$\theta: \tan^{-1} [K_H / (1 - K_v)]$	=	4.403 °

12.1 교대 1

12.1.2 내진성능평가

1) 지진시 작용하중 하중조합

구분	수직력	수평력	작용거리(m)		모멘트 (kN·m)
	(kN)	(kN)	X	Y	
교대구제	406.670	31.314	-	-	1035.874
뒷채움제	214.080	16.484	-	-	915.000
배면토압	-	153.762	-	3.500	-
연직반력	197.000	-	2.078	-	409.366
관성력	-	29.550	-	4.524	-
하중조합	817.750	231.110	-	-	2360.240

2) 말뚝 제원

말뚝종류	직경(mm)	두께(mm)	부식(mm)	길이(m)
강관말뚝	508.0	12.0	2	9.200

3) 안정성 검토

(a) 말뚝의 허용연직지지력 산정

구분	계산과정	결과
Ra	말뚝재료(구조물기초기준), Qp	28376 kN
	N값 이용 지지력(구조물기초기준), Ru/n	1208 kN
	평균값	14792 kN

p) 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)

말록 종류	n	세장비의 상한계
PC 말록	80	105
PHC 말록	85	110
강관말록	100	130
현장타설말록	60	80

구 분		계 산 과 정		결 과
P _{AE}	안정점토시	$= 1/2 \times \gamma_1 \times H^2 \times K_{AE}$	$= 1/2 \times 20 \times 7 \times 0.314$	153.762 kN
	단면점토시	$= 1/2 \times \gamma_1 \times H^2 \times K_{AE}$	$= 1/2 \times 20 \times 5.8 \times 0.314$	105.56232 kN

H(안정검토) = 7.000 m , 지진시 토압 작용높이 y = H/2 = 3.5 m
H(단면검토) = 5.800 m , 지진시 토압 작용높이 y = H/2 = 2.9 m
※ 안정검토시 H는 기초하면을 기준으로, 단면검토시 H는 기초 상면을 기준으로 한다

③ 뒷채움 지표면의 상재하중 산정

구분	계산과정	결과
P_1	$= q_1 \times B_{o1} = 10 \times 1.3$	13 kN

q_1	=	뒷재움 지표면의 상재하중	=	10.0	kN/m
B_{q1}	=	상재하중 분포길이	=	1.3	m
X	=	상재하중 작용 위치	=	4.55	m

④ 상부구조에 의한 하중산정

구분	계 산 과 정	결 과
R ₁	= R ÷ (B _{abut} / Sin(90-θ)) = 2222 ÷ (11.255 / Sin(90-0))	197 kN/m

R	=	교대상부 고정하중에 의한 연직반력의 총 합	=	2222	kN
B _{abut}	=	교대 총 폭	=	11.255	m
θ	=	교량의 경사각	=	0	°

⑤ 고정단 하부구조에 작용하는 관성력 산정

구분	계산과정	결과
F_M	$= F_1 + F_2$	29.55 kN/m

f _s	=	받침 마찰계수 (POT = 0.05, 그외 = 0.15)	=	0.15
K _h	=	설계 수평지진계수	=	0.077
F1	=	Ru × fs × Kh × cos(90-θ)	=	0.000 kN
F2	=	Ru × fs × Kh × sin(90-θ)	=	29.550 kN

말뚝 종류	n	세장비의 상한계
PC 말뚝	80	105
PHC 말뚝	85	110
강관말뚝	100	130
현장타설말뚝	60	80

· 말뚝이음에 대한 저항율(μ2)

이음방법	용접이음	볼트식 이음	충전식 이음
감소율(%)	5/개소	10/개소	최소2개소 : 20/개소 3개소 이상 : 20/개소

$$\begin{aligned} Q_p &: (1 - (\mu_1 + \mu_2)/100) \times F_{ca} \times A_p &= & 28376 \quad \text{kN} \\ \mu_1 &: \text{세장비에 대한 저항율 } (\mu_1 = L/d - n) &= & 0 \\ \mu_2 &: \text{현장용접이음에 대한 저항율} &= & 0 \\ F_{ca} &: \text{말뚝의 허용압축응력} &= & 140000 \quad \text{kN/m}^2 \end{aligned}$$

ii) 현장시험결과(N)를 이용한 방법(구조물기초 설계기준 해설, 2018)

$$\begin{aligned} R_a &: \text{말뚝의 허용연직압축지지력} \\ \gamma &: \text{극한지지력 추정법의 상위에 의한 안전율의 보정계수 } (\gamma = 1.0) \\ n &: \text{안전율 (지지말뚝의 경우 지진시 ; } n = 2) \\ R_u &: \text{지반조건에 따라 결정되는 말뚝의 극한지지력} \\ R_u &= q_d + U \times \sum (l_i \cdot f_i) &= & 2416 \quad \text{kN} \\ q_d &: \text{말뚝 선단 지반의 극한지지력} \\ q_d &= 200 \times N \times A_p &= & 1216 \quad \text{kN} \\ A &: \text{말뚝의 선단면적} \\ A &= \pi \times D^2 &= & 0.203 \quad \text{m}^2 \\ U &: \text{말뚝의 둘레길이} &= & 1.596 \quad \text{m} \\ l_i &: \text{주면마찰력을 고려하는 층의 두께} \\ f_i &: \text{주면마찰력을 고려하는 층의 최대 주면마찰력} \end{aligned}$$

지 층	li (m)	N	fi (kN/m ²)	li·fi (kN/m)
사질토	1.7	30	60	102.00
자갈층	2.5	30	60	150.00
중화암	5.0	50	100	500.00
$\sum (l_i \cdot f_i) =$				752.00

② 말뚝의 허용연직인발지지력(Pa)

구 분	계 산 과 정	결 과
Pa	$1/n \times P_u + W$	447 kN

Pa : 말뚝의 허용연직인발지지력

n : 안전율 (지진시 ; n = 3)

Pu : 말뚝의 극한인발력

$$P_u = U \times \sum (l_i \cdot f_i) = 1200 \quad \text{kN}$$

$$W : \text{말뚝의 유효중량} = 47 \quad \text{kN}$$

(b) 말뚝의 스프링정수 산정

① 말뚝의 축방향 스프링정수(Kv)

구 분	계 산 과 정	결 과
Kv	$a \times A_p \times E_p / L$	183042 kN/m

$$a = 0.010 \times (L/D) + 0.36 = 0.543$$

$$d_o : \text{부식을 고려한 지름} = 504 \quad \text{mm}$$

$$A_p : \text{말뚝의 순단면적} = 15519 \quad \text{mm}^2$$

$$E_p : \text{말뚝의 탄성계수} = 200000 \quad \text{N/mm}^2$$

$$L : \text{말뚝 길이} = 9200 \quad \text{mm}$$

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

$$\begin{aligned} \beta &= \sqrt[4]{[(kh \times D)/(4 \times E_p \times I_p)]} &= & 0.6576 \quad \text{m}^{-1} \\ kh &= kh_0 \times (BH/0.3)^{-1/4} &= & 139489 \quad \text{kN/m}^3 \\ kh_0 &= 1/0.3 \times \alpha \times E_o \quad (\text{지진시 } \alpha=2) &= & 333333 \quad \text{kN/m}^3 \\ E_o &= 1000 \times N \quad (1/\beta \text{ 값이에서의 } N \text{ 지}) &= & 50000 \quad \text{kN/m}^2 \end{aligned}$$

※ 도로공사실무요령 (표 8.7 흙의 종류별 탄성 계수, Es : kN/m²)

흙의 종류	Es/N
실트, 모래질 실트	400
가는 모래, 약간 굵은 모래	700
굵은 모래	1,000
모래질 자갈, 자갈	1,200

$$\begin{aligned} BH &= \sqrt{(D/\beta)} \quad (\beta_{\text{실시 적용}}) &= & 0.9585 \quad \text{m} \\ \beta_{\text{실시}} &= \sqrt[2]{\sqrt{[(\alpha \times E_o)^3 \times D^3]/(0.3^2 \times 2^{16} \times (E_p \times I_p)^3)}} &= & 0.5530 \quad \text{m}^{-1} \\ E_p &: \text{말뚝의 탄성계수} &= & 200000 \quad \text{N/mm}^2 \\ I_p &: \text{말뚝의 단면 2차 모멘트} &= & 0.000474 \quad \text{m}^4 \end{aligned}$$

(c) 기초의 두께 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
βλ	0.348 < 1.000	강제취급

$$\begin{aligned} \beta &= \sqrt[4]{[(3 \times k)/(E \times h^3)]} &= & 0.290 \quad \text{m}^{-1} \\ k &= K_p = K_v \times (m \times n)/(B \times L) &= & 105601 \quad \text{kN/m}^3 \\ E &= 8,500 \sqrt[4]{f_{cu}} &= & 25811 \quad \text{Mpa} \\ \lambda &= \text{Max}[L_b] &= & 1.200 \quad \text{m} \\ h &= \text{직접기초의 두께} &= & 1.200 \quad \text{m} \end{aligned}$$

(d) 말뚝머리의 안정성 검토

① 무리말뚝 원점의 변위량(δ_x, δ_y, α) 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
교축	$A_{\alpha\alpha} \times \delta_x + A_{\alpha y} \times \delta_y - A_{\alpha\alpha} \times \alpha = V$	δ _x = 0.000557 m
	$A_{y\alpha} \times \delta_x + A_{yy} \times \delta_y - A_{y\alpha} \times \alpha = H_{교축}$	δ _y = 0.000060 m
	$A_{\alpha\alpha} \times \delta_x + A_{\alpha y} \times \delta_y - A_{\alpha\alpha} \times \alpha = M_{교축}$	α= 0.000257 rad
일반식	$\begin{bmatrix} \delta_x \\ \delta_y \\ \alpha \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} A_{xx} & A_{xy} & A_{xa} \\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya} \\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa} \end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix} H_o \\ V_o \\ M_o \end{bmatrix}$	

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

i) 교축방향

구 분	계 산 과 정	결 과
A _{αα}	$\sum (K_1 \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)$	2262813
A _{yy} A _{yx}	$\sum (K_v - K_1) \sin \theta_i \cos \theta_i$	0
A _{αα} A _{αα}	$\sum \{(K_v - K_1) x_i \sin \theta_i \cos \theta_i - K_2 \cos \theta_i\}$	-1720462
A _{yy}	$\sum (K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)$	3843880
A _{yα} A _{ay}	$\sum \{K_1 \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i\} x_i + K_2 \sin \theta_i$	0
A _{αα}	$\sum \{K_1 \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i\} x_i^2 + (K_2 + K_3) x_i \sin \theta_i + K_4\}$	12901785

구 분	n	xi	A _{αα}	A _{yy} A _{yx}	A _{αα} A _{αα}	A _{yy}	A _{yα} A _{ay}	A _{αα}
1월	7	1.950	754271	0	-573487	1281293	0	5744185
2월	7	-0.650	754271	0	-573487	1281293	0	1413414
3월	7	-1.950	754271	0	-573487	1281293	0	5744185

② 말뚝머리의 변위량 및 반력 산정

i) 교축방향

구 분	δ_{xi}	δ_{yi}	P_{Ni}	P_{Hi}	M_{Di}
1열	0.000557	0.000562	102.811	38.940	-13.586
2열	0.000557	-0.000107	-19.597	38.940	-13.586
3열	0.000557	-0.000441	-80.801	38.940	-13.586

여기서, $\delta_{xi} = \delta_{yi} \times \cos \theta_i - (\delta_y + \alpha \times x) \times \sin \theta_i$

$\delta_{yi} = \delta_{yi} \times \sin \theta_i + (\delta_y + \alpha \times x) \times \cos \theta_i$

$P_{Ni} = K_v \times \delta_{yi}$

$P_{Hi} = K_1 \times \delta_{xi} - K_2 \times \alpha$

$M_{Di} = -K_3 \times \delta_{xi} + K_4 \times \alpha$

③ 말뚝머리의 변위량과 지지력에 대한 안정성 검토

구 분	보유성능	소요성능	S.F	판정
교 축	수평변위(mm)	15.000	0.557	26.933 O.K
	연직압축지지력(kN)	14792	103	143.874 O.K
	연직안발지지력(kN)	447	81	5.528 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	0.888599	-13.586	0.000	-38.940
2	0.920	0.347603	-28.713	-18.391	0.154
3	1.840	0.047272	-21.741	-16.521	11.750
4	2.760	-0.061189	-10.968	-9.356	10.509
5	3.680	-0.069061	-3.369	-3.478	5.936
6	4.600	-0.043790	0.244	-0.334	2.199
7	5.520	-0.018742	1.224	0.737	0.205
8	6.440	-0.003778	1.027	0.762	-0.472
9	7.360	0.002195	0.557	0.464	-0.485
10	8.280	0.003098	0.194	0.190	-0.295
11	9.200	0.002129	0.008	0.032	-0.120

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

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

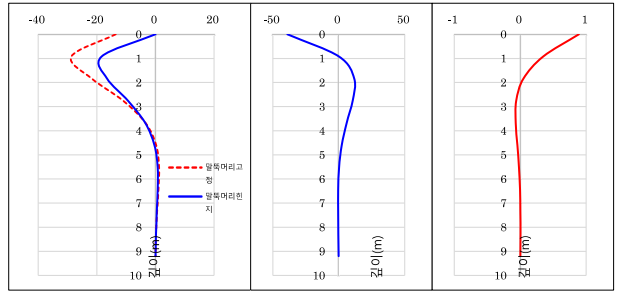
$M_{힌지} = -(P_{Hi}/\beta) \times e^{-\beta x} \times \sin(\beta x)$

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

$P_{Hi} = 38.940 \text{ kN}$

$\beta = 0.658 \text{ m}^{-1}$

$ho = M_{Hi} / P_{Hi} = 348.880 \text{ mm}$



② 말뚝의 응력 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
말뚝머리 고정	$I_{eff} = 1/\beta \times \tan^{-1} [1/(1 + 2 \times \beta \times ho)]$	914 mm
	$M_{eff} = -(P_{Hi}/2\beta) \times \sqrt{[(1 + 2 \times \beta \times ho)^2 + 1]} \times e^{-\beta \times I_{eff}}$	-28.713 kN·m
말뚝머리 힌지	$I_{eff} = \pi/(4 \times \beta)$	1194 mm
	$M_{eff} = -0.3224 \times (P_{Hi}/\beta)$	-19.091 kN·m
최대 부재력	$M_{max} = \max[M_{고정} , M_{힌지} , M_{eff} , M_{eff}]$	28.713 kN·m
	$S_{max} = S $	38.940 kN
말뚝 응력 검토	$f_t = 0.000 \leq 210.000$	O.K
	$f_c = 22.024 \leq 210.000$	O.K
	$f_s = 2.509 \leq 120.000$	O.K

여기서, I_{eff}, I_{eff} : 지중부 최대 모멘트의 작용 깊이

M_{max}, M_{eff} : 지중부 최대 모멘트의 크기

f_t : 말뚝의 최대 인장응력

$f_t = P_{Hi}/A_p - M_{max}/(D/2I)$

f_{ca} : 말뚝의 허용 휨인장응력 = 210.000 Mpa

f_c : 말뚝의 최대 압축응력

$f_c = P_{Hi}/A_p + M_{max}/(D/2I)$

f_{cs} : 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 감소를

$\mu_1 = 0.05 \times \text{이음개수} = 0.000$

μ_2 : 세장비 의한 허용응력 감소를

$\mu_2 = \text{MAX}(L/d - n, 0) = 0.000$

$\mu = \mu_1 + \mu_2 = 0.000$

2) 단면 평가

(a) 벽체의 단면검토

① 단면력 산정

구분	수평력 (kN)	전단력 (kN)	작용거리 (Y,m)	모멘트 (kN·m)
배면토압	105.562	105.562	2.900	306.131
교대구체	31.314 kN	31.314	1.318	41.258
관성력	29.550	29.550	3.324	98.224
단면력		166.426		445.613

여기서, 지진시 하중계수 : $\phi = 1.0$

교대구체 수평력, H_i = 교대 기초부를 제외한 수평력 = 31.314 kN

$M_0 = \sum_{i=2}^6 ((H_i \times (Y_i - 2.97735))) = 41.257735 \text{ kN·m}$

$Y = M_0 / H_0 = 1.318\text{m}$

② 단면력 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\Phi M_n = 5323 \geq 446$	O.K
전단	$\Phi V_n = 9649 \geq 166$	O.K

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

$\Phi V_n = \Phi V_c + \Phi V_s$ ($\Phi V_c \geq V_s$ 이므로, 전단철근 ΦV_s 미고려)

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

$b = 1125 \text{ mm}$ $d = 1050 \text{ mm}$

$\Phi f = 1.000$ $\Phi v = 1.000$

- 휨 검토 1단 : D 16 - 86 ea $A_s = 17080 \text{ mm}^2$

$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 22.3 \text{ mm}$

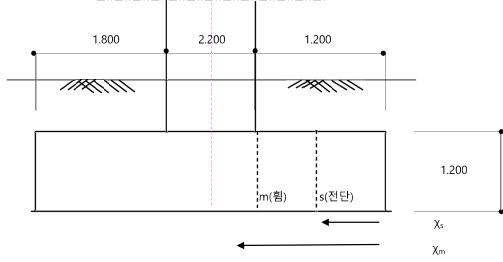
- 전단 검토 $\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 9649 \text{ kN}$

(b) 압급의 단면검토

① 위험단면 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$X_m =$	1.200 m
전단	$X_s =$ 1.200 - 1.050/2	0.675 m

② 위험단면 산정



③ 말뚝의 반력

구 분	계 산 과 정		결 과
	P_{Hi}	$\times n$	
R1	102.811	$\times 7$	720 kN
R2	$\times$		
R3	$\times$		
R4	$\times$		
R5	$\times$		

④ 단면력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
기초자중에 의한 단면력	$M_{기초} = H \times a \times y_L \times a/2$ $V_{기초} = H \times b \times y_L$	22 kN-m 36 kN
말뚝에 의한 단면력	$M_{말뚝} = qa \times a^2/2 + (q_{max} - qa)/2 \times a^2 \times 2/3$ $V_{말뚝} = qb \times b + (q_{max} - qb)/2 \times b$	396 kN-m 720 kN
기초의 단면력	$M_u = M_{말뚝} - M_{기초}$ $V_u = V_{말뚝} - V_{기초}$	374 kN-m 684 kN

⑤ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\Phi M_n =$ 5323 $\geq$ 374	O.K
전단	$\Phi V_n =$ 9649 $\geq$ 684	O.K

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

$\Phi V_n = \Phi V_c + \Phi V_s$ ($\Phi V_c \geq V_s$ 이므로, 전단철근 ΦV_s 미고려)

$f_{ck} =$ 24 Mpa	$f_y =$ 300 Mpa
$b =$ 11255 mm	$d =$ 1050 mm
$\Phi_f =$ 1.000	$\Phi_v =$ 1.000

- 휨 검토 1단 : D 16 - 86 ea

$A_s =$ 17080 mm ²
$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) =$ 22.3 mm

- 전단 검토

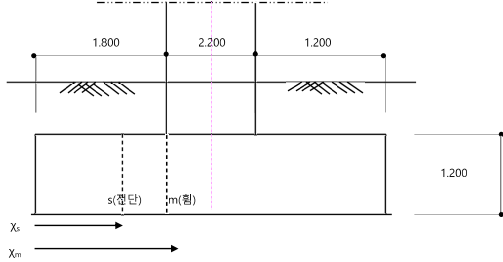
$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 9649$ kN

(C) 뒷급의 단면검토

① 위험단면 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$X_m =$	1.800 m
전단	$X_s =$ 1.800 - 1.050/2	1.275 m

② 위험단면 산정



③ 말뚝의 반력

구 분	계 산 과 정		결 과
	P_{Hi}	$\times n$	
R1	102.811	$\times 7$	720 kN
R2	$\times$		
R3	$\times$		
R4	$\times$		
R5	$\times$		

$H_{wall} :$	기초 상면의 뒷채움 높이	$=$	5.800	m
$\Sigma V_i :$	뒷채움 연직하중	$=$	214.080	kN
$X_{뒷채움} :$		$=$	4.326	m
$P_i :$	지표면의 상재하중	$=$	13.000	kN
$X_{상재} :$	상재하중 작용위치	$=$	4.550	m

④ 단면력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
기초자중에 의한 단면력	$M_{기초} = H \times a \times y_L \times a/2$ $V_{기초} = H \times b \times y_L$	32 kN-m 54 kN
뒷채움재에 의한 단면력	$M_{상재} = \Sigma V_i \times (X_{뒷채움} - (B - a))$ $V_{상재} = H_{wall} \times b \times y_L$	198 kN-m 185 kN
상재하중에 의한 단면력	$M_{상재} = P_i \times (X_{상재} - (B - a))$ $V_{상재} = q_i \times b$	15 kN-m 17 kN
말뚝에 의한 단면력	$M_{말뚝} = qa \times a^2/2 + (q_{max} - qa)/2 \times a^2 \times 2/3$ $V_{말뚝} = qb \times b + (q_{max} - qb)/2 \times b$	828 kN-m 720 kN
계수 단면력	$M_u = M_{말뚝} - M_{뒷채움} - M_{기초} - M_{상재}$ $V_u = V_{말뚝} - V_{뒷채움} - V_{기초} - M_{상재}$	582 kN-m 464 kN

⑤ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\Phi M_n =$ 5323 $\geq$ 582	O.K
전단	$\Phi V_n =$ 9649 $\geq$ 464	O.K

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

$\Phi V_n = \Phi V_c + \Phi V_s$ ($\Phi V_c \geq V_s$ 이므로, 전단철근 ΦV_s 미고려)

$f_{ck} =$ 24 Mpa	$f_y =$ 300 Mpa
$b =$ 11255 mm	$d =$ 1050 mm
$\Phi_f =$ 1.000	$\Phi_v =$ 1.000

- 휨 검토 1단 : D 16 - 86 ea

$A_s =$ 17080 mm ²
$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) =$ 22.3 mm

- 전단 검토

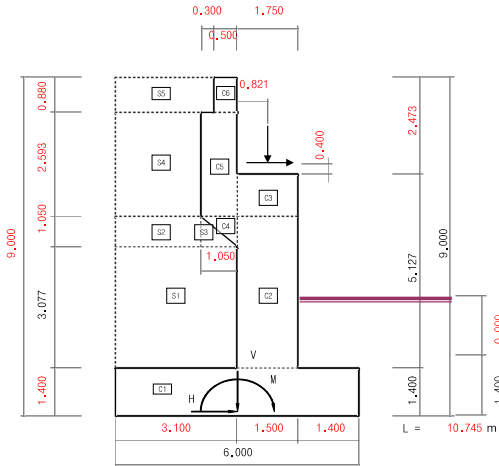
$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 9649$ kN

3) 결과 요약

구 분		보유성능	소요성능	S.F	판정	
안정성 검토	수평변위	15.000	0.557	26.933	O.K	
	연직 압축지지력	14792	103	143.874	O.K	
	연직 인발지지력	447	81	5.528	O.K	
말뚝 응력 검토	휨인장응력	210.000	0.000	-	O.K	
	휨압축응력	210.000	22.024	9.535	O.K	
	휨전단응력	120.000	2.509	47.825	O.K	
단면 검토	벽체	휨	5323	374	14.224	O.K
		전단	9649	684	14.114	O.K
	압굽	휨	5323	374	14.224	O.K
		전단	9649	684	14.114	O.K
	뒷굽	휨	5323	582	9.145	O.K
		전단	9649	464	20.785	O.K

12. 기초부 평가(교대평가)

1) 교대 구제 하중산정



구분	체적	단위중량		수직력	수평지진계수	수평력	팔길이		모멘트	
		A	y	W	K _h	H	x	y	M _x	M _y
구체	C1	8.400	25.00	210.000	0.077	16.170	3.000	0.700	630.000	11.319
	C2	6.191	25.00	154.763	0.077	11.917	2.150	3.464	332.74	41.274
	C3	1.750	25.00	43.750	0.077	3.389	2.275	6.027	99.53	20.303
	C4	0.551	25.00	13.781	0.077	1.061	3.250	5.177	44.789	5.494
	C5	2.074	25.00	51.860	0.077	3.993	3.550	6.824	184.103	27.248
	C6	0.440	25.00	11.000	0.077	0.847	1.650	8.560	18.150	7.250
뒷굽	S1	19.406		485.154		37.357			1309.313	112.888
	S2	9.539	20.00	190.774	0.077	14.690	4.450	2.939	848.944	43.165
	S3	2.153	20.00	43.050	0.077	3.315	4.975	5.002	214.174	16.581
	S4	0.551	20.00	11.025	0.077	0.849	3.600	4.827	39.690	4.098
	S5	5.316	20.00	106.313	0.077	8.186	4.975	6.824	528.907	55.858
	S6	2.068	20.00	41.360	0.077	3.185	4.825	8.560	199.582	27.261
총 계				392.922		30.224			1831.277	146.963
총 계				877.678		67.581			3140.590	259.851

※ 수평력(지진시 관성력) H = K_h×V, (수평지진계수, K_h = 0.5A = 0.5 × 0.154 = 0.077)

2) 지반조건

구 분	단 위	내 용	비 고
뒷채움재	단위중량 (γ ₂)	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 _{ult})	kN/m ²	900
가속도 계수	S = Z × I	g	0.154 (0.11 × 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)	1064	1064					
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)

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos\theta \cos^2\beta \cos(\delta + \beta + \theta)} \left[1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta - \beta)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(\beta - \theta)} \right] = 0.314$$

φ : 뒷채움층의 내부마찰각 = 35.00 °
β : 벽배면과 연직면이 이루는 각 = 0.00 °
δ : 벽배면과 흙 사이의 벽면 마찰각 = 0.00 °
ι : 지표면과 수평면이 이루는 각 = 0.00 °
θ : tan⁻¹ [K_h / (1 - K_h)] = 4.403 °

② 토압 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
P _{AE}	안정검토시 = 1/2×γ ₁ ×H ² ×K _{AE} = 1/2×20×9×0.314	254.178 kN
	단면검토시 = 1/2×γ ₂ ×H ² ×K _{AE} = 1/2×20×7.6×0.314	181.25088 kN

H(안정검토) = 9.000 m , 지진시 토압 작용높이 y = H/2 = 4.5 m
H(단면검토) = 7.600 m , 지진시 토압 작용높이 y = H/2 = 3.8 m
※ 안정검토시 H는 기초하면을 기준으로, 단면검토시 H는 기초 상면을 기준으로 한다

③ 뒷채움 지표면의 상재하중 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
P ₁	= q ₁ × B _{st} = 10 × 2.6	26 kN

q₁ = 뒷채움 지표면의 상재하중 = 10.0 kN/m
B_{st} = 상재하중 분포길이 = 2.6 m
X = 상재하중 작용 위치 = 4.7 m

④ 상부구조에 의한 하중산정

구 분	계 산 과 정	결 과
R _u	= R + (B _{abut} / Sin(90-θ)) = 2149 ÷ (10.745 / Sin(90-0))	200 kN/m

R = 교대상부 고정하중에 의한 연직반력의 총 합 = 2149 kN
B_{abut} = 교대 총 폭 = 10.745 m
θ = 교량의 경사각 = 0 °

⑤ 고정단 하부구조에 작용하는 관성력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
F _M	= F1 + F2	30 kN/m

f_s = 받침 마찰계수 = 0.15
(POT = 0.05 , 그외 = 0.15)
K_h = 설계 수평지진계수 = 0.077
F1 = R_u × f_s × K_h × cos(90-θ) = 0.000 kN
F2 = R_u × f_s × K_h × sin(90-θ) = 30.000 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 _i
교대구체	485.154	37.357	-	-	1309.313
뒷채움재	392.522	30.224	-	-	1831.277
배면토압	-	254.178	-	4.500	-
연직반력	200.000	-	2.329	-	465.800
관성력	-	30.000	-	6.527	-
하중조합	1077.676	351.759	-	-	3606.390

2) 말뚝 재료

말뚝종류	직경(mm)	두께(mm)	부식(mm)	길이(m)
강관말뚝	508.0	12.0	2	14.347

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	1418 kN
	평균값	14897 kN

1) 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 저항률(μ2)

이음방법	용접이음	볼트식 이음	충전식 이음
감소율(%)	5/개소	10/개소	최소2개소 : 20/개소 3개소 이상 : 20/개소

$$Q_p = (1 - (\mu_1 + \mu_2)/100) \times F_{ca} \times A_p = 28376 \text{ kN}$$

$$\mu_1 = \text{세장비에 대한 저항률 } (\mu_1 = L/d - n) = 0$$

$$\mu_2 = \text{현장용접이음에 대한 저항률} = 0$$

$$F_{ca} = \text{말뚝의 허용압축응력} = 140000 \text{ kN/m}^2$$

ii) 현장시험결과(N)를 이용한 방법(구조물기초 설계기준 해설, 2018)

$$R_a = \text{말뚝의 허용연직압축지지력}$$

$$\gamma = \text{극한지지력 추정법의 상위에 의한 안전율의 보정계수 } (\gamma = 1.0)$$

$$n = \text{안전율 (지지말뚝의 경우 지진시 ; } n = 2)$$

$$R_u = \text{지반조건에 따라 결정되는 말뚝의 극한지지력}$$

$$R_u = q_d + U \times \sum (l_i \cdot f_i) = 2835 \text{ kN}$$

$$q_d = \text{말뚝 선단 지반의 극한지지력}$$

$$q_d = 200 \times N \times A_p = 1216 \text{ kN}$$

$$A = \text{말뚝의 선단면적}$$

$$A = \pi \times D^2 = 0.203 \text{ m}^2$$

$$U = \text{말뚝의 둘레길이} = 1.596 \text{ m}$$

$$l_i = \text{주면마찰력을 고려하는 층의 두께}$$

$$f_i = \text{주면마찰력을 고려하는 층의 최대 주면마찰력}$$

지층	li (m)	N	fi (kN/m ²)	li·fi (kN/m)
사실토	4.6	30	60	276.00
자갈층	5.9	30	60	354.00
용화암	3.8	50	100	384.70
$\sum (l_i \cdot f_i) =$				1014.70

② 말뚝의 허용연직인발지지력(Pa)

구분	계산과정	결과
Pa	$1/n \times P_u + W$	612 kN

$$P_u = \text{말뚝의 허용연직인발지지력}$$

$$n = \text{안전율 (지진시 ; } n = 3)$$

$$P_u = \text{말뚝의 극한인발력}$$

$$P_u = U \times \sum (l_i \cdot f_i) = 1619 \text{ kN}$$

$$W = \text{말뚝의 유효중량}$$

$$= 73 \text{ kN}$$

(b) 말뚝의 스프링정수 산정

① 말뚝의 축방향 스프링정수(Kv)

구분	계산과정	결과
Kv	$a \times A_p \times E_p / L$	139469 kN/m

$$a = 0.010 \times (L/D) + 0.36 = 0.645$$

$$d_o = \text{부식을 고려한 지름} = 504 \text{ mm}$$

$$A_p = \text{말뚝의 순단면적} = 15519 \text{ mm}^2$$

$$E_p = \text{말뚝의 탄성계수} = 200000 \text{ N/mm}^2$$

$$L = \text{말뚝 길이} = 14347 \text{ mm}$$

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

구분	계산과정	결과
K1	$4EI\beta^4$	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

$$\beta = \sqrt[4]{[(kh \times D)/(4 \times E_p \times I_p)]} = 0.6576 \text{ m}^{-1}$$

$$kh = kh_0 \times (BH/0.3)^{-1/4} = 139489 \text{ kN/m}^3$$

$$kh_0 = 1/0.3 \times \alpha \times E_o \quad (\text{지진시 } \alpha = 2) = 333333 \text{ kN/m}^3$$

$$E_o = 1000 \times N \quad (1/\beta \text{ 값이에서의 } N \text{ 지}) = 50000 \text{ kN/m}^2$$

(균은모래)

※ 도로공사실무요령 (표 8.7 층의 종류별 탄성 계수, E_c : kN/m²)

층의 종류	E _c /N
실트, 모래질 실트	400
가는 모래, 약간 굵은 모래	700
굵은 모래	1,000
모래질 자갈, 자갈	1,200

$$BH = \sqrt{(D/\beta)} \quad (\beta_{\text{당시}} \text{ 적용}) = 0.9585 \text{ m}$$

$$\beta_{\text{당시}} = \sqrt[2]{[(\alpha \times E_o)^3 \times D^5]/(0.3^2 \times 2^{16} \times (E_p \times I_p)^3)]} = 0.5530 \text{ m}^{-1}$$

$$E_p = \text{말뚝의 탄성계수} = 200000 \text{ N/mm}^2$$

$$I_p = \text{말뚝의 단면 2차 모멘트} = 0.000474 \text{ m}^4$$

(c) 기초의 두께 검토

구분	계산과정	결과
βλ	0.351 < 1.000	강제취급

$$\beta = \sqrt[4]{[(3 \times k)/(E \times h^3)]} = 0.251 \text{ m}^{-1}$$

$$k = K_p = K_v \times (m \times n)/(B \times L) = 92979 \text{ kN/m}^3$$

$$E = 8,500 \sqrt[3]{f_{cu}} = 25811 \text{ Mpa}$$

$$\lambda = \text{Max}[l, b] = 1.400 \text{ m}$$

$$h = \text{직접기초의 두께} = 1.400 \text{ m}$$

(d) 말뚝머리의 안정성 검토

① 무리말뚝 원점의 변위량(δ_u , δ_y , α) 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	$A_{ux} \times \delta_u + A_{uy} \times \delta_y - A_{ua} \times \alpha = V$	$\delta_u = 0.000648 \text{ m}$
	$A_{yx} \times \delta_u + A_{yy} \times \delta_y - A_{ya} \times \alpha = H_{교 축}$	$\delta_y = 0.000097 \text{ m}$
	$A_{ax} \times \delta_u + A_{ay} \times \delta_y - A_{aa} \times \alpha = M_{교 축}$	$\alpha = 0.000347 \text{ rad}$
일반식	$\begin{bmatrix} \delta_x \\ \delta_y \\ \alpha \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} A_{xx} & A_{xy} & A_{xa} \\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya} \\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa} \end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix} H_o \\ V_o \\ M_o \end{bmatrix}$	

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

i) 교축방향

구 분	계 산 과 정	결 과
A_{ux}	$\sum (K_{1i} \cos^2 \theta_{1i} + K_{2i} \sin^2 \theta_{1i})$	2801578
A_{yx}	$\sum (K_{1i} - K_{2i}) \sin \theta_{1i} \cos \theta_{1i}$	0
A_{ux}	$\sum \{(K_{1i} - K_{2i}) x_i \sin \theta_{1i} \cos \theta_{1i} - K_{2i} \cos \theta_{1i}\}$	-2130096
A_{yy}	$\sum (K_{1i} \cos^2 \theta_{1i} + K_{2i} \sin^2 \theta_{1i})$	3626199
A_{yx}	$\sum \{(K_{1i} \cos^2 \theta_{1i} + K_{2i} \sin^2 \theta_{1i}) x_i + K_{2i} \sin \theta_{1i}\}$	0
A_{ax}	$\sum [K_{1i} \cos^2 \theta_{1i} + K_{2i} \sin^2 \theta_{1i}] x_i^2 + (K_{2i} + K_{3i}) x_i \sin \theta_{1i} + K_{4i}$	14380605

구 분	n	xi	A_{ux}	A_{yx}	A_{ux}	A_{yy}	A_{yx}	A_{ax}
1월	7	2.350	754271	0	-573487	976284	0	6263598
2월	7	1.050	754271	0	-573487	976284	0	1948421
3월	6	-0.250	646518	0	-491561	836815	0	799788
4월	6	-2.350	646518	0	-491561	836815	0	5368798

② 말뚝머리의 변위량 및 반력 산정

i) 교축방향

구 분	δ_u	δ_y	P_{Hi}	P_{Hi}	M_{Hi}
1월	0.000648	0.000912	127.200	41.449	-9.911
2월	0.000648	0.000461	64.318	41.449	-9.911
3월	0.000648	0.000010	1.437	41.449	-9.911
4월	0.000648	-0.000718	-100.141	41.449	-9.911

여기서, $\delta_{ui} = \delta_u \times \cos \theta_i - (\delta_y + \alpha \times x_i) \times \sin \theta_i$

$\delta_{yi} = \delta_y \times \sin \theta_i + (\delta_u + \alpha \times x_i) \times \cos \theta_i$

$P_{Hi} = K_v \times \delta_{yi}$

$P_{Hi} = K_1 \times \delta_{ui} - K_2 \times \alpha$

$M_{Hi} = -K_3 \times \delta_{ui} + K_4 \times \alpha$

③ 말뚝머리의 변위량과 지지력에 대한 안정성 검토

구 분		보유성능	소요성능	S.F	판정
교 축	수평변위(mm)	15.000	0.648	23.135	O.K
	연직압축지지력(kN)	14897	127	117.112	O.K
	연직인발지지력(kN)	612	100	6.116	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	0.890309	-9.911	0.000	-41.449
2	1.435	0.165301	-25.252	-19.864	7.700
3	2.869	-0.059370	-10.038	-9.077	9.800
4	4.304	-0.052179	-0.761	-1.138	3.311
5	5.739	-0.014848	1.173	0.855	0.028
6	7.174	0.001121	0.651	0.563	-0.489
7	8.608	0.002762	0.120	0.128	-0.228
8	10.043	0.001092	-0.044	-0.027	-0.030
9	11.478	0.000081	-0.038	-0.032	0.021
10	12.912	-0.000129	-0.011	-0.010	0.014
11	14.347	-0.000071	0.001	0.000	0.003

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

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

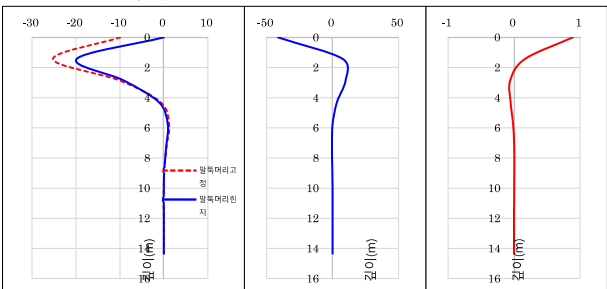
$M_{힌지} = -(P_{Hi}/\beta) \times e^{-\beta x} \times \sin(\beta x)$

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

$P_{Hi} = 41.449 \text{ kN}$

$\beta = 0.658 \text{ m}^{-1}$

$ho = M_{Hi} / P_{Hi} = 239.114 \text{ mm}$



② 말뚝의 응력 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
말뚝머리 고정	$l_{inf} = 1/\beta \times \tan^{-1}[1/(1 + 2 \times \beta \times ho)]$	989 mm
	$M_{inf} = -(P_{Hi}/2\beta) \times \{[(1 + 2 \times \beta \times ho)^2 + 1] \times e^{-\beta \times l_{inf}}\}$	-27.163 kN·m
말뚝머리 힌지	$l_{mh} = \pi/(4 \times \beta)$	1194 mm
	$M_{mh} = -0.3224 \times (P_{Hi}/\beta)$	-20.321 kN·m
최대 부재력	$M_{max} = \max\{ M_{고정} , M_{힌지} , M_{inf} , M_{mh} \}$	27.163 kN·m
	$S_{max} = S $	41.449 kN
말뚝 응력 검토	$f_t = 0.000 \leq 210.000$	O.K
	$f_c = 22.764 \leq 210.000$	O.K
	$f_s = 2.671 \leq 120.000$	O.K

여기서, l_{mh} : 지중부 최대 모멘트의 작용 깊이

M_{max} , M_{mh} : 지중부 최대 모멘트의 크기

f_t : 말뚝의 최대 인장응력

$f_t = P_{Hi}/A_p - M_{max} \times (D/2I)$

f_{ts} : 말뚝의 허용 휨인장응력 = 210.000 Mpa

f_c : 말뚝의 최대 압축응력

$f_c = P_{Hi}/A_p + M_{max} \times (D/2I)$

f_{cs} : 말뚝의 허용 휨압축응력 = 210.000 Mpa

f_s : 말뚝의 최대 전단응력

$f_s = S_{max}/A_p$

f_{ss} : 말뚝의 허용 휨전단응력 = 120.000 Mpa

μ_1 : 이음에 의한 허용응력 감소를

$\mu_1 = 0.05 \times \text{이음개수} = 0.000$

μ_2 : 세장비에 의한 허용응력 감소를

$\mu_2 = \text{MAX}(L/d - n, 0) = 0.000$

$\mu = \mu_1 + \mu_2 = 0.000$

2) 단면 평가

(a) 벽체의 단면검토

① 단면력 산정

구분	수평력 (kN)	전단력 (kN)	작용거리 (Y,m)	모멘트 (kN·m)
배면토압	181.251	181.251	3.800	688.753
교대구체	37.357 kN	37.357	1.925	71.907
관성력	30.000	30.000	5.127	153.810
단면력		248.608		914.470

여기서, 지진시 하중계수 : $\Phi = 1.0$

교대구체 수평력, H_i = 교대 기초부를 제외한 수평력 = 37.357 kN

$$M_o = \sum_{i=1}^6 ((H_i \times (Y_i - 2.0775))) = 71.907078 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$Y = M_o / H_o = 1.925 \text{ m}$$

② 단면력 검토

구분	계산과정	결과
휨	$\Phi M_n = 9220 \geq 914$	O.K
전단	$\Phi V_n = 10967 \geq 249$	O.K

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

$\Phi V_n = \Phi V_c + \Phi V_s$ ($\Phi V_c \geq V_s$ 이므로, 전단철근 ΦV_s 미고려)

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

$b = 10745 \text{ mm}$, $d = 1250 \text{ mm}$

$\Phi f = 1.000$, $\Phi v = 1.000$

- 휨 검토 1단 : D 19 - 87 ea $A_s = 24926 \text{ mm}^2$

$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 34.1 \text{ mm}$

- 전단 검토

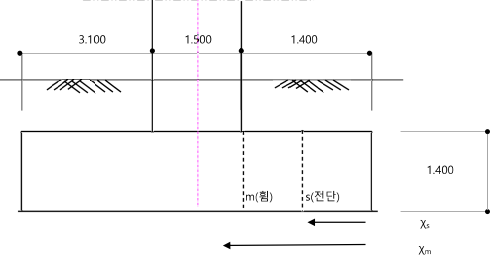
$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 10967 \text{ kN}$

(b) 압급의 단면검토

① 위험단면 산정

구분	계산과정	결과
휨	$X_m =$	1.400 m
전단	$X_s = 1.400 \sim 1.250/2$	0.775 m

② 위험단면 산정



③ 말뚝의 반력

구분	계산과정		결과
	P_{Ni}	$\times n$	
R1	127.200	$\times 7$	890 kN
R2		$\times$	
R3		$\times$	
R4		$\times$	
R5		$\times$	

④ 단면력 산정

구분	계산과정	결과
기초자중에 의한 단면력	$M_{기초} = H \times a \times y_c \times a/2$	34 kN·m
	$V_{기초} = H \times b \times y_c$	49 kN
말뚝에 의한 단면력	$M_{지반} = q_a \times a^2/2 + (q_{max} - q_a)/2 \times a^2 \times 2/3$	668 kN·m
	$V_{지반} = q_b \times b + (q_{max} - q_b)/2 \times b$	890 kN
기초의 단면력	$M_u = M_{말뚝} - M_{기초}$	633 kN·m
	$V_u = V_{말뚝} - V_{기초}$	841 kN

⑤ 단면 검토

구분	계산과정	결과
휨	$\Phi M_n = 9220 \geq 633$	O.K
전단	$\Phi V_n = 10967 \geq 841$	O.K

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

$\Phi V_n = \Phi V_c + \Phi V_s$ ($\Phi V_c \geq V_s$ 이므로, 전단철근 ΦV_s 미고려)

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

$b = 10745 \text{ mm}$, $d = 1250 \text{ mm}$

$\Phi f = 1.000$, $\Phi v = 1.000$

- 휨 검토 1단 : D 19 - 87 ea $A_s = 24926 \text{ mm}^2$

$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 34.1 \text{ mm}$

- 전단 검토

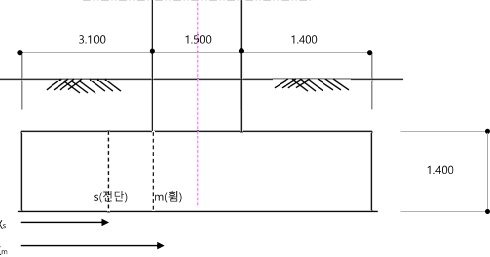
$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 10967 \text{ kN}$

(C) 뒷급의 단면검토

① 위험단면 산정

구분	계산과정	결과
휨	$X_m =$	3.100 m
전단	$X_s = 3.100 \sim 1.250/2$	2.475 m

② 위험단면 산정



③ 말뚝의 반력

구분	계산과정		결과
	P_{Ni}	$\times n$	
R1	127.200	$\times 7$	890 kN
R2	64.318	$\times 7$	450 kN
R3		$\times$	
R4		$\times$	
R5		$\times$	

$H_{상면}$: 기초 상면의 뒷채움 높이 = 7.600 m

ΣV_i : 뒷채움 연직하중 = 392.522 kN

$X_{뒷채움}$: = 4.637 m

P_i : 지표면의 상재하중 = 26.000 kN

$X_{상재}$: 상재하중 작용위치 = 4.700 m

구 분	계 산 과 정	결 과
기초하중에 의한 단면력	$M_{기초} = H \times a \times y_c \times a/2$	76 kN·m
	$V_{기초} = H \times b \times y_c$	109 kN
윗층움재에 의한 단면력	$M_{상재} = \sum V_i \times (X_{기재} - (b-a))$	682 kN·m
	$V_{상재} = H_{움재} \times b \times y_1$	470 kN
상재하중에 의한 단면력	$M_{상재} = P_1 \times (X_{기재} - (b-a))$	47 kN·m
	$V_{상재} = q_1 \times b$	64 kN
말뚝에 의한 단면력	$M_{지반} = q_a \times a^2/2 + (q_{max} - q_a)/2 \times a^2 \times 2/3$	2699 kN·m
	$V_{지반} = q_b \times b + (q_{max} - q_b)/2 \times b$	1341 kN
계수 단면력	$M_u = M_{기재} - M_{드래프트} - M_{기초} - M_{상재}$	1895 kN·m
	$V_u = V_{기재} - V_{드래프트} - V_{기초} - M_{상재}$	698 kN

구 분	계 산 과 칭	결 과
휠	$\Phi Mn = 9220 \geq 1895$	O.K
전단	$\Phi Vn = 10967 \geq 698$	O.K

$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 10967 \text{ kN}$$

구 분		보유성능	소요성능	S.F	판정	
안정성 검토	수평변위	15,000	0.648	23.135	O.K	
	연직 압축지지력	14897	127	117.112	O.K	
	연직 인발지지력	612	100	6.116	O.K	
말뚝 응력 검토	휨인장응력	210,000	0.000	-	O.K	
	휨압축응력	210,000	22.764	9.225	O.K	
	휨전단응력	120,000	2.671	44.931	O.K	
단면 검토	벽체	휨	9220	633	14.553	O.K
		전단	10967	841	13.034	O.K
	압굽	휨	9220	633	14.553	O.K
		전단	10967	841	13.034	O.K
	뒷굽	휨	9220	1895	4.866	O.K
		전단	10967	698	15.722	O.K

∴ O.K

지반 종류	지반 종류의 특성	분류 기준	
		기반면 깊이, (m)	토층물결선(파장) 속도
S1	일반 지반	1 미만	-
S2	얕고 단단한 지반	1~20 미하	250 미상
S3	얕고 연약한 지반		250 미하
S4	깊고 단단한 지반	20 미상	180 미상
S5	깊고 연약한 지반		180 미하
S6	부지 고유의 특성상 파 및 지반응답해석이 필요한 지반		

[illegible]

[illegible][illegible][illegible]