

교량 내진 성능 평가

죽산1교(용인방향)

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		
P 1	교각부 연성도평가		교축(하단)	2.657	1.000	2.657	O.K
			교직(하단)	2.613	1.000	2.613	O.K
	직접기초 안정성	전도	교축	3.200	0.578	5.537	O.K
			교직	3.200	0.613	5.221	O.K
		지지력	교축	23.716	2.000	11.858	O.K
			교직	23.289	2.000	11.645	O.K
		활동	교축	14.892	1.200	12.410	O.K
			교직	10.588	1.200	8.824	O.K
		휨	교축	15,197	8,199	1.853	O.K
			교직	15,023	8,392	1.790	O.K
	전단		교축	15,242	3,489	4.368	O.K
			교직	15,069	3,594	4.193	O.K
	받침부	본체 (kN)	교축	1,406	499	2.817	O.K
			교직	1,406	521	2.698	O.K
		앵커볼트 (kN)	교축	3,112	250	12.471	O.K
			교직	3,112	261	11.945	O.K
		콘크리트 (kN)	교축	779	250	3.121	O.K
			교직	462	261	1.773	O.K
		프라이아웃 (kN)	교축	1,490	250	5.969	O.K
			교직	1,490	261	5.717	O.K

- 교각 3

	구분		보유성능		소요성능		평가	
P 3	교각부 연성도평가		교축(하단)	2.828	1.000	2.828	O.K	
			교직(하단)	2.759	1.000	2.759	O.K	
	말뚝기초 안정성	수평변위	교축	15.000	0.611	24.556	O.K	
			교직	15.000	0.618	24.269	O.K	
		연직압축지지력	교축	4,126.5	906.3	4.553	O.K	
			교직	4,126.5	924.5	4.464	O.K	
		연직인발지지력	교축	437.4	0.0	∞	O.K	
			교직	437.4	0.0	∞	O.K	
	말뚝을력 검토	휨인장응력	교축	210.0	65.2	3.223	O.K	
			교직	210.0	12.7	16.545	O.K	
		휨압축응력	교축	210.0	100.7	2.086	O.K	
			교직	210.0	156.5	1.342	O.K	
		휨전단응력	교축	120.0	4.6	26.157	O.K	
			교직	120.0	4.2	28.588	O.K	
	기초 단면검토	휨	교축	17,666	7,904	2.235	O.K	
			교직	17,666	8,117	2.176	O.K	
		전단	교축	13,640	2,933	4.651	O.K	
			교직	13,640	3,023	4.511	O.K	
	받침부	본체 (kN)	교축	1,595	731	2.183	O.K	
			교직	1,595	668	2.389	O.K	
		앵커볼트 (kN)	교축	3,112	365	8.520	O.K	
			교직	3,112	334	9.325	O.K	
		콘크리트 (kN)	교축	800	365	2.190	O.K	
			교직	459	334	1.375	O.K	
		프라이아웃 (kN)	교축	1,593	365	4.362	O.K	
			교직	1,593	334	4.774	O.K	

P 6	구분		보유성능	소요성능	평가	
	교각부 연성도평가		교축(하단)	2,896	1,000	2,896 O.K
			교직(하단)	2,798	1,000	2,798 O.K
	말뚝기초 안정성	수평변위	교축	15,000	0.582	25,792 O.K
			교직	15,000	0.598	25,074 O.K
		연직압축지지력	교축	4,278.4	854.5	5,007 O.K
			교직	4,278.4	884.0	4,840 O.K
		연직인발지지력	교축	548.9	0.0	∞ O.K
			교직	548.9	0.0	∞ O.K
	말뚝응력 검토	휨인장응력	교축	210.0	62.6	3,353 O.K
			교직	210.0	20.1	10,460 O.K
		휨압축응력	교축	210.0	93.7	2,240 O.K
			교직	210.0	141.7	1,482 O.K
		휨전단응력	교축	120.0	4.5	26,513 O.K
			교직	120.0	3.9	30,813 O.K
	기초 단면검토	휨	교축	13,534	7,398	1,830 O.K
			교직	17,666	7,743	2,282 O.K
		전단	교축	13,640	2,721	5,012 O.K
			교직	13,640	2,869	4,755 O.K
	받침부	본체 (kN)	교축	1,595	619	2,577 O.K
			교직	1,595	595	2,682 O.K
		앵커볼트 (kN)	교축	3,112	309	10,057 O.K
			교직	3,112	297	10,469 O.K
		콘크리트 (kN)	교축	800	309	2,585 O.K
			교직	459	297	1,544 O.K
		프라이아웃 (kN)	교축	1,593	309	5,149 O.K
			교직	1,593	297	5,360 O.K

		구분		보유성능	소요성능	평가
A 1	받침부	본체 (kN)	교축	600	175	3,427 O.K
			교직	600	182	3,291 O.K
		앵커볼트 (kN)	교축	2,767	88	31,606 O.K
			교직	2,767	91	30,351 O.K
		콘크리트 (kN)	교축	654	88	7,472 O.K
			교직	459	91	5,030 O.K
		프라이아웃 (kN)	교축	602	88	6,873 O.K
			교직	602	91	6,600 O.K
	안정성 검토	수평변위		15,000	0.550	27,262 O.K
		연직 압축지지력		14,803.8	101.0	146,614 O.K
		연직 인발지지력		464.1	79.2	5,863 O.K
	말뚝 응력 검토	휨인장응력		210.0	0.0	0,000 O.K
		휨압축응력		210.0	21.5	9,786 O.K
		휨전단응력		120.0	2.5	48,788 O.K
단면 검토	벽체	휨	5,075	367	13,823 O.K	
		전단	9,148	671	13,637 O.K	
	앞굽	휨	5,075	367	13,823 O.K	
		전단	9,148	671	13,637 O.K	
	뒷굽	휨	5,075	590	8,603 O.K	
		전단	9,148	441	20,729 O.K	
지지길이(mm)		교축	1,320	884	1,493 O.K	

1. 개요

1.1 교량현황

내진성능평가대상 교량현황			
교량명	죽산1교(용인방향)	준공년도	2015 년
본부/지사	수원국토 관리사무소	받침종류	납연진받침
상부구조		하부구조	
형식	Steel Box Girder	교각형식	T형 교각
교량폭원	10.45m	기초형식	직접기초, 말뚝기초
콘크리트	27Mpa	콘크리트	27Mpa
교량연장	40.0+52.5+52.5+45.0+45.0+55.0+45.0+40.0 = 375.0m		

1.2 내진설계

구분	적용
교량등급	1 등급교 (내진등급)
지진구역계수	0.11
위험도계수	1.40
지반종류	교 축 : S2 , 교 직 : 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 : Ecu = 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 표준판입시험

N값과의 경험적 상관식 중 'Sun et al. 2013'의 식을 활용

- for all soils, Vs = 65.54N^{0.407}
- for sand soils (풍화간류토), 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^{0.361}

1.3 사용프로그램 및 해석모델

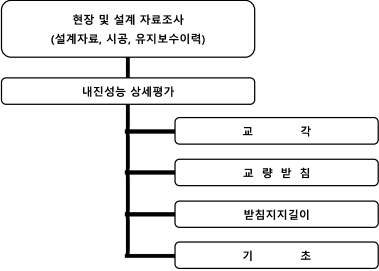
구분		적용
기동 강도 산정	해석방법	모멘트-곡률 해석법
	콘크리트 모델	MANDER 모델
	철근 모델	PARK 모델
	모멘트-곡률산정 프로그램	MIDAS CIVIL
탄 성 지 진 력 산 정	전체 모델링	프레임 모델링
	상부와 하부의 연결부 상세	GENERAL LINK 스프링 모델
	기초와 지반의 연결부 상세	말뚝기초 스프링 강성 적용 / 직접기초 Fixed 적용
	질량산정	상부와 하부 고정하중은 단위질량으로 입력
탄성지진력 산정 프로그램		MIDAS CIVIL

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



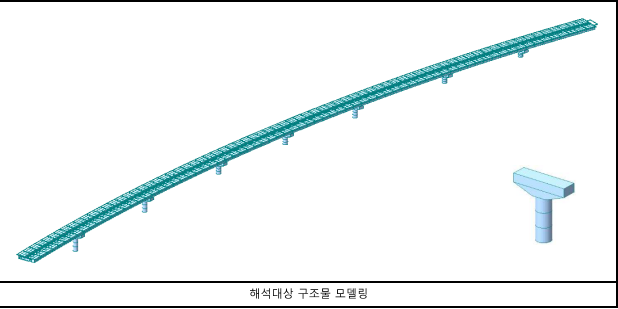
3) 참고문헌

- 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

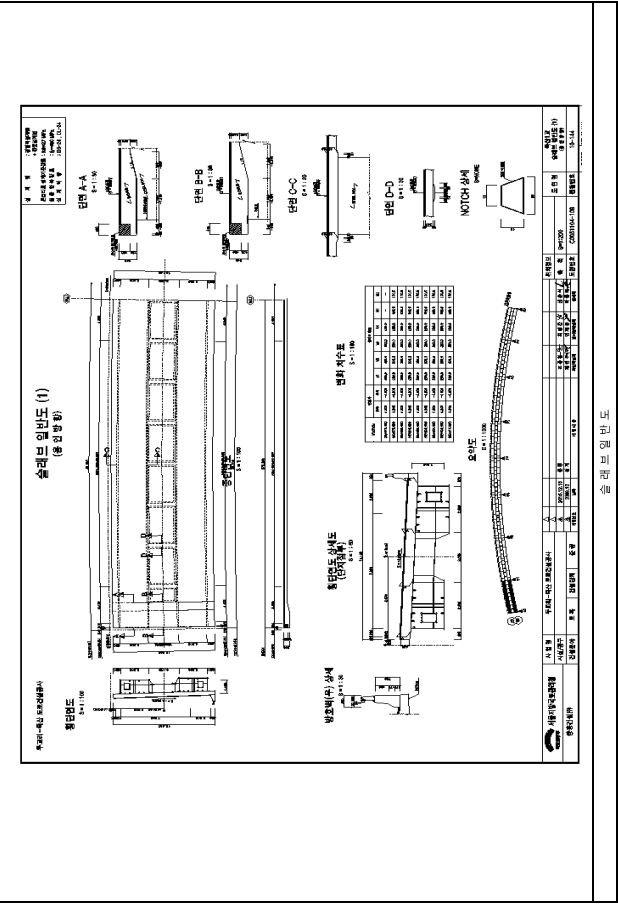
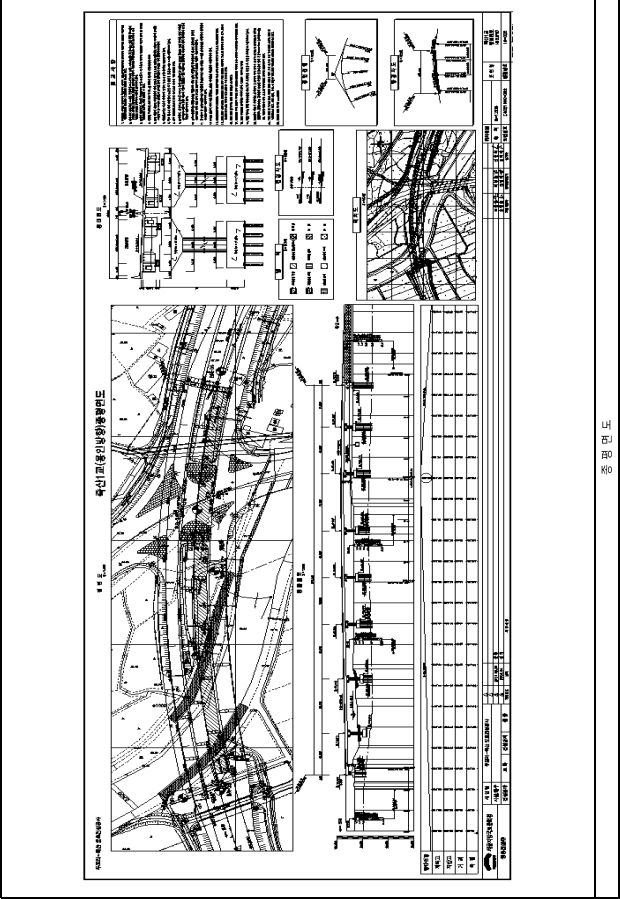
- 해석대상 교량 : Steel Box Girder
- 적용 받침 : 납연전반침

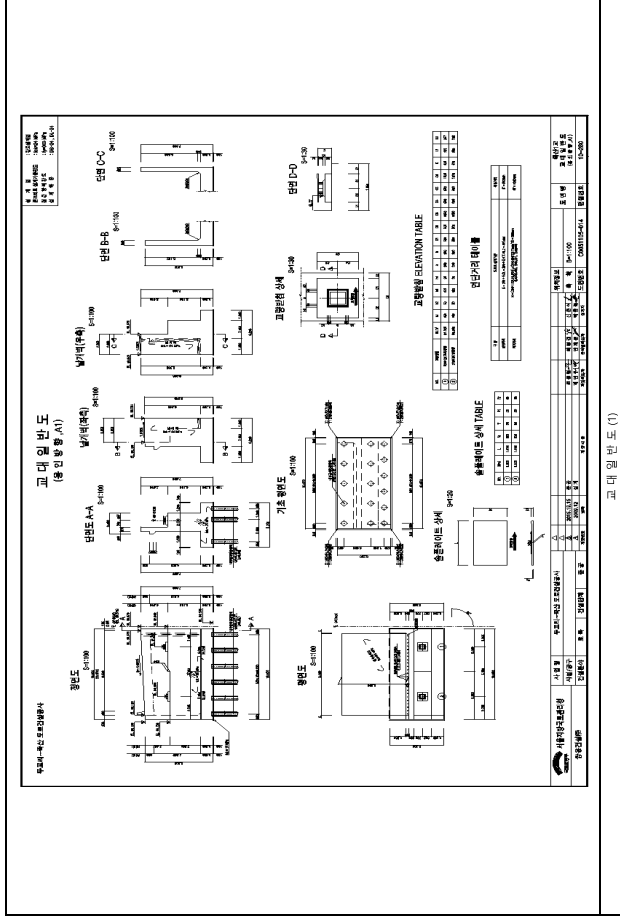


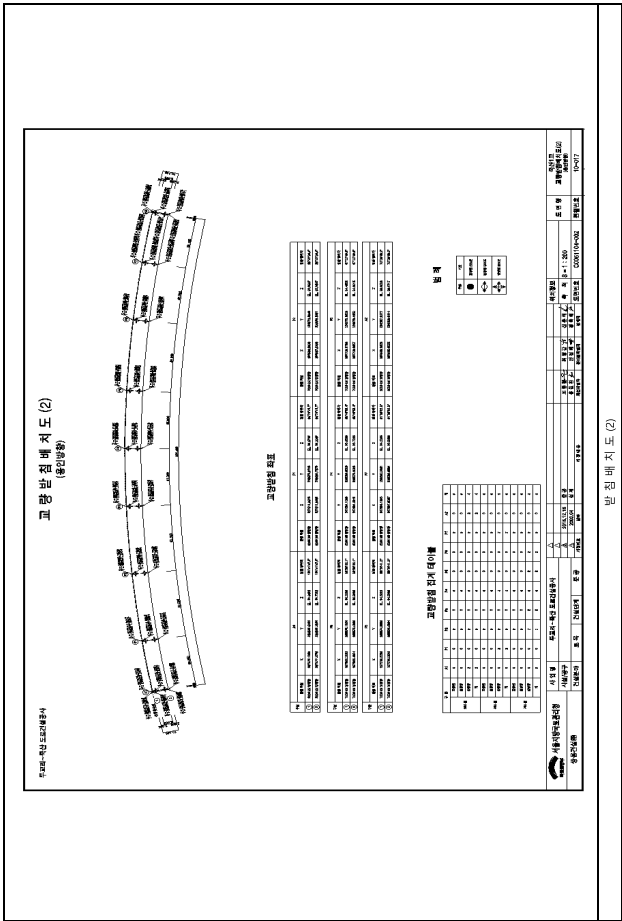
2.2 하중산정 조건

ST교량하중	1,380,905	÷	0.100	÷	375.0	÷	2	=	18.41	kN/m
슬래브	10,450	×	0.29	×	25.0	÷	2	=	37.88	kN/m
도장	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	1044.0	2,000	O.K	300.0	-
	2	930.2	2,000	O.K	300.0	-
P1	1	3522.8	6,000	O.K	703.1	-
	2	3413.1	6,000	O.K	703.1	-
P2	1	3744.6	7,000	O.K	797.4	-
	2	3619.4	7,000	O.K	797.4	-
P3	1	3437.1	7,000	O.K	797.4	-
	2	3312.2	7,000	O.K	797.4	-
P4	1	2928.8	6,000	O.K	703.1	-
	2	2814.1	6,000	O.K	703.1	-
P5	1	3611.7	7,000	O.K	797.4	-
	2	3490.7	7,000	O.K	797.4	-
P6	1	3562.5	7,000	O.K	797.4	-
	2	3437.7	7,000	O.K	797.4	-
P7	1	3150.0	6,000	O.K	703.1	-
	2	3032.1	6,000	O.K	703.1	-
A2	1	1119.6	2,000	O.K	300.0	-
	2	1006.4	2,000	O.K	300.0	-

3.2 교각(기둥당) 반력

교각(개소당)		고정하중(kN)		비고
		기둥상단	기둥하단	
P1	1	8221.24	9078.60	
P2	1	8649.37	9371.57	
P3	1	8034.57	8573.41	
P4	1	7028.27	7537.58	
P5	1	8387.72	8957.63	
P6	1	8285.58	8682.13	
P7	1	7467.44	7762.83	

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

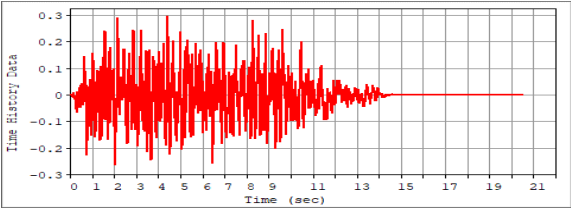
* 인공지진파의 결정

- 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.

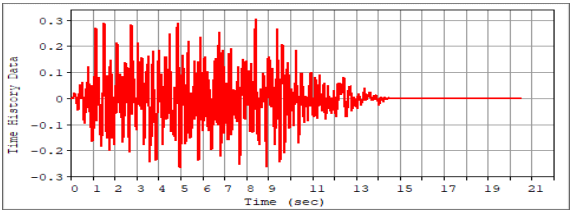
* 지진력리교량에 따른 인공지진파

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

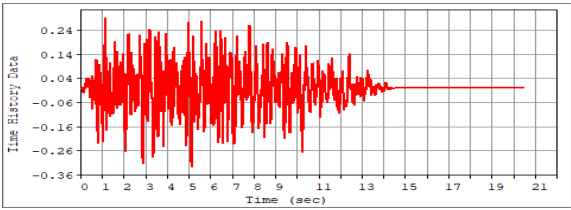
Case1



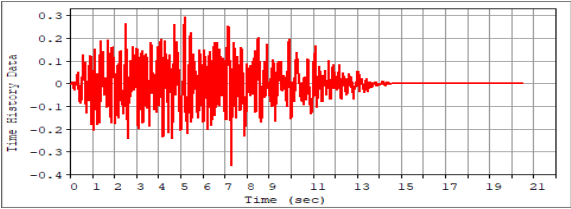
Case2



Case3



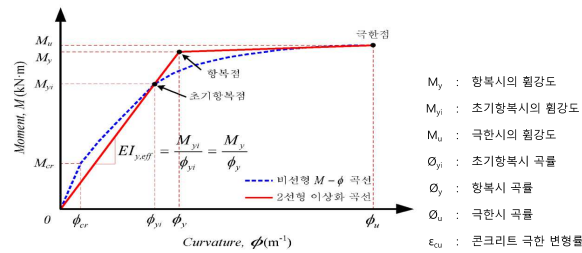
Case4



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.



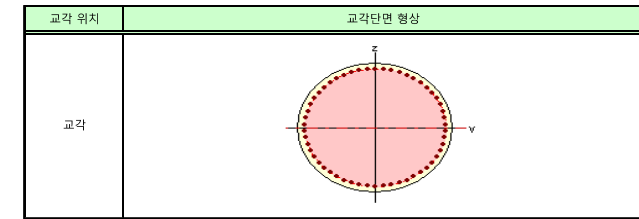
5.2 콘크리트 모델

설계기준강도	항 목	적 용	단 위	비 고
27MPa	$\epsilon_{ck} = \epsilon_{ck}$: 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
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_y : 항복강도	300	f_y (MPa)	도로교설계기준
	f_{su} : 극한강도	440	SD300 (MPa)	KSD3504

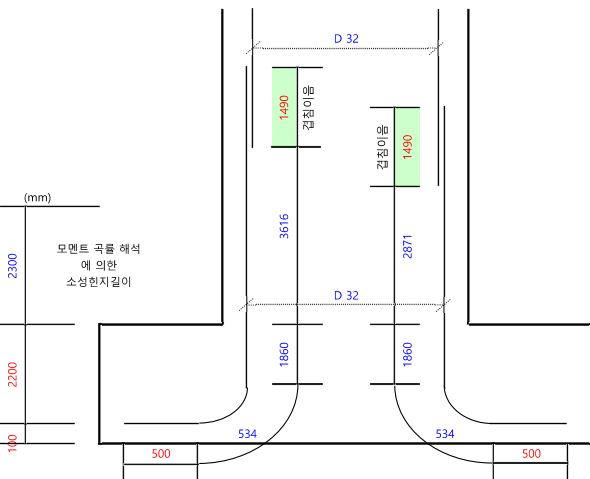
5.4 단면형상



5.5 교각의 겹침이음 판단

lp	교축방향		=	1.141	주철근으로 산정
	①	0.08 He + 0.022 fy d _{bl}			
	②	0.044 fy d _{bl}			
	③	D			
	④	H / 6			
	⑤	450mm			
소성힌지길이 산정		=	2.300		

lp	교축직각방향		=	1.257	주철근으로 산정
	①	0.08 He + 0.022 fy d _{bl}			
	②	0.044 fy d _{bl}			
	③	D			
	④	H / 6			
	⑤	450mm			
소성힌지길이 산정		=	2.300		



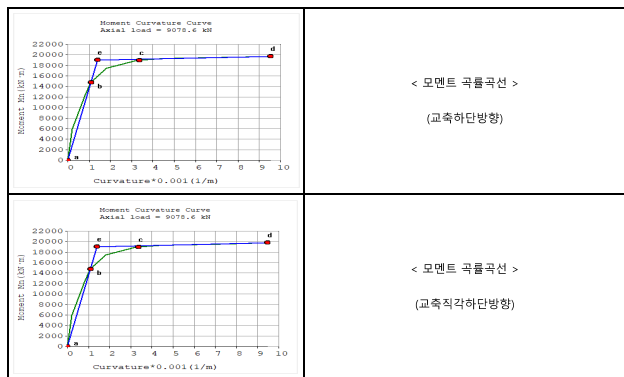
∴ 교각 기둥의 소성구역내 겹침이음이 없음.

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

5.6 모멘트-곡률 해석

5.6.1 교각1

1) 교축방향	초기항복시	모멘트(M_y^i)	14,746 kN·m	곡률(ϕ_y^i)	0.001088 m ⁻¹
	항복시	모멘트(M_y^j)	18,996 kN·m	곡률(ϕ_y^j)	0.001402 m ⁻¹
	극한시	모멘트(M_u^j)	19,698 kN·m	곡률(ϕ_u^j)	0.009522 m ⁻¹
2) 교직방향(교각 하단부)	초기항복시	모멘트(M_y^i)	14,756 kN·m	곡률(ϕ_y^i)	0.001090 m ⁻¹
	항복시	모멘트(M_y^j)	19,008 kN·m	곡률(ϕ_y^j)	0.001404 m ⁻¹
	극한시	모멘트(M_u^j)	19,752 kN·m	곡률(ϕ_u^j)	0.009471 m ⁻¹



5.6.1.1 교각의유효강성산정

1) 교축방향	$k^i = I_{eff} / I_y = 0.507 / 1.374 = 0.369$	$I_{eff} = \frac{M_y}{\phi_y E_c} = \frac{18,996}{0.00140208 \times 26,701,736} = 0.507$	$E_c = 8,500 \sqrt{f_{cu}} = 8,500 \sqrt{27 + 4} = 26,702 \text{ Mpa}$	$I_y = 1.374 \text{ m}^4$
2) 교직방향	$k^i = I_{eff} / I_y = 0.507 / 1.374 = 0.369$	$I_{eff} = \frac{M_y}{\phi_y E_c} = \frac{19,008}{0.00140356 \times 26,701,736} = 0.507$		

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

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

3) 유효강성 산정

$$\therefore \text{교축방향} \quad I_{eff} = k^L \times I_y = 0.369 \quad I_y = 0.507 \text{ m}^4$$

$$\therefore \text{교직방향} \quad I_{eff} = k^T \times I_y = 0.369 \quad I_y = 0.507 \text{ m}^4$$

- 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

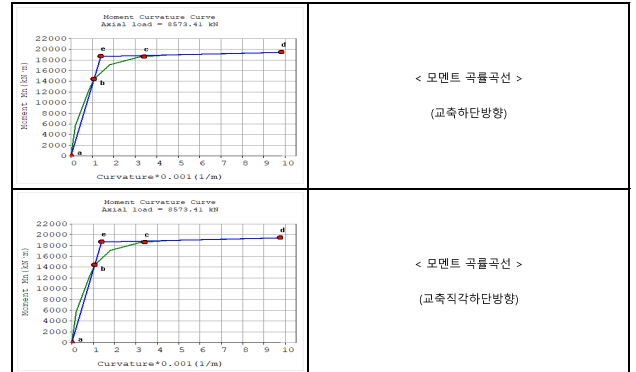
5.6.2 교각3

1) 교축방향

초기항복시	모멘트(M _y ⁱ)	14,412 kNm	곡률(φ _y ⁱ)	0.001080 m ⁻¹
항복시	모멘트(M _y ^j)	18,679 kNm	곡률(φ _y ^j)	0.001400 m ⁻¹
극한시	모멘트(M _y ^k)	19,417 kNm	곡률(φ _y ^k)	0.009808 m ⁻¹

2) 교직방향(교각 하단부)

초기항복시	모멘트(M _y ⁱ)	14,422 kNm	곡률(φ _y ⁱ)	0.001081 m ⁻¹
항복시	모멘트(M _y ^j)	18,688 kNm	곡률(φ _y ^j)	0.001401 m ⁻¹
극한시	모멘트(M _y ^k)	19,450 kNm	곡률(φ _y ^k)	0.009767 m ⁻¹



5.6.2.1 교각의유효강성산정

1) 교축방향

$$k^L = I_{eff} / I_y = 0.500 / 1.374 = 0.364$$

$$I_{eff} = \frac{M_y}{\phi_y E_c} = \frac{18,679}{0.0013997 \times 26,701,736} = 0.500$$

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

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

2) 교직방향

$$k^T = I_{eff} / I_y = 0.500 / 1.374 = 0.364$$

$$I_{eff} = \frac{M_y}{\phi_y E_c} = \frac{18,688}{0.00140095 \times 26,701,736} = 0.500$$

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

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

3) 유효강성 산정

$$\therefore \text{교축방향} \quad I_{eff} = k^L \times I_y = 0.364 \quad I_y = 0.500 \text{ m}^4$$

$$\therefore \text{교직방향} \quad I_{eff} = k^T \times I_y = 0.364 \quad I_y = 0.500 \text{ m}^4$$

- 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

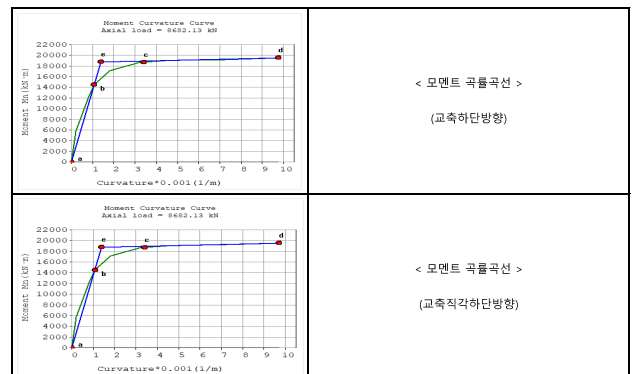
5.6.3 교각6

1) 교축방향

초기항복시	모멘트(M _y ⁱ)	14,484 kNm	곡률(φ _y ⁱ)	0.001082 m ⁻¹
항복시	모멘트(M _y ^j)	18,748 kNm	곡률(φ _y ^j)	0.001400 m ⁻¹
극한시	모멘트(M _y ^k)	19,476 kNm	곡률(φ _y ^k)	0.009759 m ⁻¹

2) 교직방향(교각 하단부)

초기항복시	모멘트(M _y ⁱ)	14,494 kNm	곡률(φ _y ⁱ)	0.001083 m ⁻¹
항복시	모멘트(M _y ^j)	18,759 kNm	곡률(φ _y ^j)	0.001402 m ⁻¹
극한시	모멘트(M _y ^k)	19,516 kNm	곡률(φ _y ^k)	0.009713 m ⁻¹



5.6.3.1 교각의유효강성산정

1) 교축방향

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

$$I_{eff} = \frac{M_y}{\phi_y E_c} = \frac{18,748}{0.00140025 \times 26,701,736} = 0.501$$

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

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

2) 교직방향

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

$$I_{eff} = \frac{M_y}{\phi_y E_c} = \frac{18,759}{0.00140164 \times 26,701,736} = 0.501$$

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

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

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

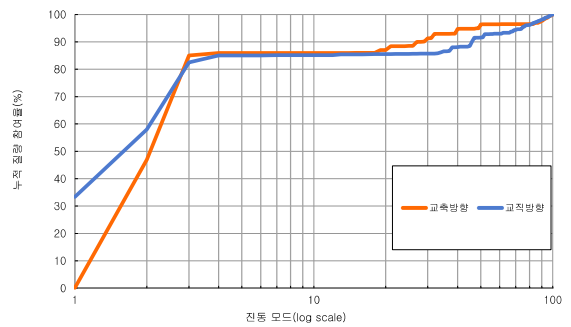
- 기둥의 유효단면 2차모멘트는 '붕괴방지수준'에 대한 탄성지진력 산정시 적용

6. 고유치 해석

6.1 해석 결과

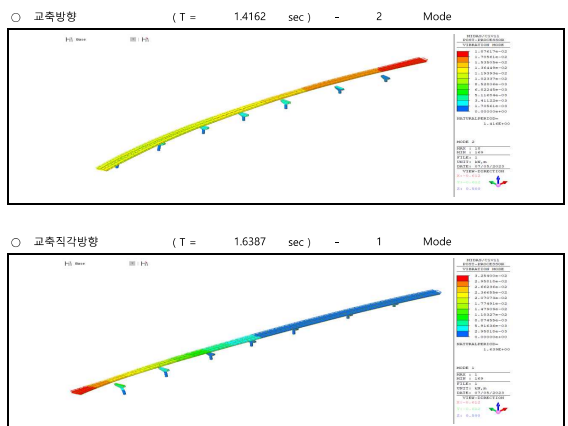
모드	주기 (sec)	INDIVIDUAL MODE (%)			CUMULATIVE SUM (%)			비고
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ	
1	1.64	0.11	33.37	0.00	0.11	33.37	0.00	
2	1.42	46.87	24.65	0.00	46.98	58.02	0.00	
3	1.41	38.07	24.50	0.00	85.05	82.52	0.00	
4	1.33	0.91	2.53	0.00	85.96	85.04	0.00	
5	1.05	0.00	0.02	0.00	85.96	85.06	0.00	
6	0.68	0.00	0.00	0.29	85.97	85.06	0.29	
7	0.68	0.00	0.08	0.00	85.97	85.15	0.29	
8	0.65	0.00	0.00	1.22	85.97	85.15	1.51	
9	0.51	0.00	0.00	2.95	85.97	85.15	4.46	
10	0.45	0.00	0.00	1.06	85.97	85.15	5.51	
11	0.45	0.00	0.00	0.00	85.97	85.15	5.51	
12	0.41	0.00	0.00	0.01	85.97	85.15	5.52	
13	0.36	0.00	0.28	0.41	85.97	85.43	5.93	
14	0.35	0.00	0.01	6.37	85.97	85.43	12.30	
15	0.33	0.00	0.00	7.01	85.98	85.44	19.31	
16	0.32	0.00	0.00	0.22	85.98	85.44	19.53	
17	0.32	0.00	0.04	9.66	85.98	85.48	29.19	
18	0.31	0.00	0.02	30.03	85.98	85.50	59.23	
19	0.30	1.01	0.02	0.01	86.99	85.52	59.24	
20	0.29	0.00	0.07	0.01	86.99	85.59	59.25	
21	0.27	1.44	0.01	0.00	88.43	85.60	59.25	
22	0.27	0.00	0.01	0.00	88.43	85.61	59.25	
23	0.24	0.00	0.00	0.00	88.43	85.62	59.25	
24	0.23	0.00	0.04	0.01	88.44	85.65	59.25	
25	0.23	0.13	0.00	0.00	88.56	85.65	59.25	
26	0.22	0.00	0.02	0.00	88.56	85.68	59.26	
27	0.20	1.39	0.00	0.00	89.95	85.68	59.26	
28	0.20	0.00	0.05	0.00	89.95	85.73	59.26	
29	0.19	0.20	0.00	0.00	90.15	85.74	59.26	
30	0.19	1.17	0.00	0.00	91.32	85.74	59.26	
31	0.19	0.07	0.00	0.00	91.38	85.74	59.26	
32	0.19	1.57	0.00	0.00	92.95	85.74	59.26	
33	0.19	0.00	0.08	0.00	92.95	85.82	59.26	
34	0.18	0.00	0.32	0.00	92.96	86.14	59.26	
35	0.17	0.01	0.43	0.00	92.97	86.57	59.26	
36	0.17	0.00	0.00	0.04	92.97	86.57	59.30	
37	0.16	0.01	0.14	0.00	92.97	86.71	59.30	
38	0.16	0.01	1.33	0.00	92.98	88.04	59.30	
39	0.15	0.00	0.00	0.00	92.98	88.04	59.30	
40	0.15	1.79	0.02	0.00	94.77	88.06	59.30	
41	0.15	0.00	0.21	0.00	94.78	88.27	59.31	
42	0.14	0.00	0.00	0.02	94.78	88.28	59.33	
43	0.14	0.00	0.00	0.01	94.78	88.28	59.34	
44	0.14	0.01	0.01	0.00	94.78	88.29	59.34	
45	0.13	0.00	0.19	0.00	94.78	88.48	59.34	
46	0.13	0.00	1.70	0.05	94.78	90.18	59.39	
47	0.13	0.00	1.36	0.03	94.78	91.53	59.42	
48	0.12	0.19	0.00	0.00	94.98	91.54	59.42	
49	0.12	0.00	0.00	0.02	94.98	91.54	59.45	
50	0.12	1.40	0.05	0.01	96.38	91.59	59.45	

6.2 모드별 질량 참여율 그래프



진동모드의 누적 질량 참여율 (%)

6.3 주요 모드 형상 (Mode Shape)



7. 지진 해석

- 선정된 유요강성을 구조해석 모델에 적용하여, 지진해석을 수행

7.1 교축방향 해석 (X방향)

구분	교축방향			교직방향		
	상부변위	교각하단	교각하단	상부변위	교각하단	교각하단
	(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN-m)	(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN-m)
A1	23.17	0	0	27.47	0	0
P1	23.22	527	6344	25.37	745	6175
P2	23.36	643	6047	28.86	871	6648
P3	23.31	947	6723	27.55	881	7404
P4	23.63	906	6078	24.41	774	6909
P5	23.73	891	6675	22.39	839	7413
P6	23.46	931	5256	21.85	818	6484
P7	23.35	1002	5879	19.34	804	5053
A2	23.21	0	0	17.90	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	19.48	603	1523	19.97	626	2229
P2	14.69	654	1754	17.95	755	3767
P3	11.37	925	2407	13.46	847	3920
P4	10.10	880	2331	11.48	734	3923
P5	12.26	849	2355	14.88	846	4177
P6	6.06	933	2211	8.44	763	4417
P7	4.96	1008	2742	4.61	718	3455
A2	0.00	0	0	0.00	0	0

7.2 교직방향 해석 (Y방향)

구분	교축방향			교직방향		
	상부변위	교각하단	교각하단	상부변위	교각하단	교각하단
	(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN-m)	(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN-m)
A1	23.17	0	0	27.47	0	0
P1	23.22	527	6344	25.37	745	6175
P2	23.36	643	6047	28.86	871	6648
P3	23.31	947	6723	27.55	881	7404
P4	23.63	906	6078	24.41	774	6909
P5	23.73	891	6675	22.39	839	7413
P6	23.46	931	5256	21.85	818	6484
P7	23.35	1002	5879	19.34	804	5053
A2	23.21	0	0	17.90	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	19.48	603	1523	19.97	626	2229
P2	14.69	654	1754	17.95	755	3767
P3	11.37	925	2407	13.46	847	3920
P4	10.10	880	2331	11.48	734	3923
P5	12.26	849	2355	14.88	846	4177
P6	6.06	933	2211	8.44	763	4417
P7	4.96	1008	2742	4.61	718	3455
A2	0.00	0	0	0.00	0	0

7.3 고정하중 해석

구분	상단 축력 (kN)	교축방향		하단 축력 (kN)	교축방향	
		교각하단	교각하단		교각하단	교각하단
		전단력(kN)	모멘트(kN-m)		전단력(kN)	모멘트(kN-m)
A1	0	0	0	0	0	0
P1	8,221	6	69	9,079	2	243
P2	8,649	2	15	9,372	1	330
P3	8,035	22	186	8,573	2	383
P4	7,028	6	50	7,538	2	352
P5	8,388	36	315	8,958	2	326
P6	8,286	27	189	8,682	0	361
P7	7,467	18	110	7,763	0	328
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	0.39	6	20	1.11	2	261
P2	0.07	2	3	1.17	1	341
P3	0.29	22	69	0.89	2	372
P4	0.08	6	20	0.77	2	344
P5	0.54	36	115	0.85	2	337
P6	0.28	27	86	0.52	0	361
P7	0.04	18	59	0.35	0	327
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)	8,221.2	
하단축력(kN)	9,078.6	
상단변위(mm)	19.5	20.0
상단전단력(kN)	602.9	625.8
하단전단력(kN)	526.6	745.4
상단모멘트(kN-m)	1,522.7	2,228.6
하단모멘트(kN-m)	6,343.5	6,174.5

2) 하중경우별 해석결과 (고정하중)

부재력	하중경우	
	교축력	교직력
상단축력(kN)	8,221.2	
하단축력(kN)	9,078.6	
상단변위(mm)	0.4	1.1
상단전단력(kN)	5.8	2.1
하단전단력(kN)	5.8	2.1
상단모멘트(kN-m)	20.5	260.9
하단모멘트(kN-m)	69.2	243.5

3) 방향별 하중조합

부재력	교축방향	교직방향	기호
	교축 조합력	교직 조합력	
상단축력(kN)	8,221.2	8,221.2	P
하단축력(kN)	9,078.6	9,078.6	Pbot
상단변위(mm)	25.7	27.1	[ΔE]comb
상단전단력(kN)	789.5	815.6	[VE]comb,Top
하단전단력(kN)	690.4	971.0	[VE]comb,Bot
상단모멘트(kN-m)	2,000.0	3,158.0	[ME]comb
하단모멘트(kN-m)	8,315.8	8,270.4	[ME]comb

P2 교각 (기동)

1) 해석결과			
부재력	지진시		
	교축력	교직력	
상단축력(kN)	8,649.4		
하단축력(kN)	9,371.6		
상단변위(mm)	14.7	18.0	
상단전단력(kN)	653.8	754.7	
하단전단력(kN)	642.7	871.1	
상단모멘트(kN-m)	1,753.7	3,766.9	
하단모멘트(kN-m)	6,047.5	6,648.3	
2) 하중경우별 해석결과 (고정하중)			
부재력	하중경우		
	교축력	교직력	
상단축력(kN)	8,649.4		
하단축력(kN)	9,371.6		
상단변위(mm)	0.1	1.2	
상단전단력(kN)	1.7	1.4	
하단전단력(kN)	1.7	1.4	
상단모멘트(kN-m)	3.1	340.6	
하단모멘트(kN-m)	14.8	330.5	
3) 방향별 하중조합			
부재력	교축방향	교직방향	기호
	교축 조합력	교직 조합력	
상단축력(kN)	8,649.4	8,649.4	P
하단축력(kN)	9,371.6	9,371.6	Pbot
상단변위(mm)	19.2	24.5	[ΔE]comb
상단전단력(kN)	851.5	982.6	[VE]comb,Top
하단전단력(kN)	837.1	1,133.8	[VE]comb,Bot
상단모멘트(kN-m)	2,282.8	5,237.5	[ME]comb
하단모멘트(kN-m)	7,876.5	8,973.2	[ME]comb

P3 교각 (기동)

1) 해석결과			
부재력	지진시		
	교축력	교직력	
상단축력(kN)	8,034.6		
하단축력(kN)	8,573.4		
상단변위(mm)	11.4	13.5	
상단전단력(kN)	925.4	847.2	
하단전단력(kN)	947.2	880.7	
상단모멘트(kN-m)	2,407.5	3,919.7	
하단모멘트(kN-m)	6,723.1	7,404.3	
2) 하중경우별 해석결과 (고정하중)			
부재력	하중경우		
	교축력	교직력	
상단축력(kN)	8,034.6		
하단축력(kN)	8,573.4		
상단변위(mm)	0.3	0.9	
상단전단력(kN)	22.2	2.0	
하단전단력(kN)	22.2	2.0	
상단모멘트(kN-m)	68.7	371.9	
하단모멘트(kN-m)	185.9	382.6	
3) 방향별 하중조합			
부재력	교축방향	교직방향	기호
	교축 조합력	교직 조합력	
상단축력(kN)	8,034.6	8,034.6	P
하단축력(kN)	8,573.4	8,573.4	Pbot
상단변위(mm)	15.1	18.4	[ΔE]comb
상단전단력(kN)	1,225.1	1,103.4	[VE]comb,Top
하단전단력(kN)	1,253.5	1,146.9	[VE]comb,Bot
상단모멘트(kN-m)	3,198.4	5,467.5	[ME]comb
하단모멘트(kN-m)	8,925.9	10,008.1	[ME]comb

P4 교각 (기동)

1) 해석결과			
부재력	지진시		
	교축력	교직력	
상단축력(kN)	7,028.3		
하단축력(kN)	7,537.6		
상단변위(mm)	10.1	11.5	
상단전단력(kN)	880.1	734.3	
하단전단력(kN)	906.2	773.7	
상단모멘트(kN-m)	2,330.5	3,922.7	
하단모멘트(kN-m)	6,078.0	6,908.7	
2) 하중경우별 해석결과 (고정하중)			
부재력	하중경우		
	교축력	교직력	
상단축력(kN)	7,028.3		
하단축력(kN)	7,537.6		
상단변위(mm)	0.1	0.8	
상단전단력(kN)	5.9	1.7	
하단전단력(kN)	5.9	1.7	
상단모멘트(kN-m)	20.4	343.7	
하단모멘트(kN-m)	49.9	351.9	
3) 방향별 하중조합			
부재력	교축방향	교직방향	기호
	교축 조합력	교직 조합력	
상단축력(kN)	7,028.3	7,028.3	P
하단축력(kN)	7,537.6	7,537.6	Pbot
상단변위(mm)	13.2	15.7	[ΔE]comb
상단전단력(kN)	1,150.0	956.3	[VE]comb,Top
하단전단력(kN)	1,184.0	1,007.5	[VE]comb,Bot
상단모멘트(kN-m)	3,050.1	5,443.2	[ME]comb
하단모멘트(kN-m)	7,951.3	9,333.3	[ME]comb

P5 교각 (기동)

1) 해석결과			
부재력	지진시		
	교축력	교직력	
상단축력(kN)	8,387.7		
하단축력(kN)	8,957.6		
상단변위(mm)	12.3	14.9	
상단전단력(kN)	848.6	846.4	
하단전단력(kN)	891.0	838.6	
상단모멘트(kN-m)	2,354.7	4,176.7	
하단모멘트(kN-m)	6,674.8	7,413.0	
2) 하중경우별 해석결과 (고정하중)			
부재력	하중경우		
	교축력	교직력	
상단축력(kN)	8,387.7		
하단축력(kN)	8,957.6		
상단변위(mm)	0.5	0.9	
상단전단력(kN)	35.8	2.0	
하단전단력(kN)	35.8	2.0	
상단모멘트(kN-m)	115.2	337.2	
하단모멘트(kN-m)	315.2	326.0	
3) 방향별 하중조합			
부재력	교축방향	교직방향	기호
	교축 조합력	교직 조합력	
상단축력(kN)	8,387.7	8,387.7	P
하단축력(kN)	8,957.6	8,957.6	Pbot
상단변위(mm)	16.5	20.2	[ΔE]comb
상단전단력(kN)	1,139.0	1,102.4	[VE]comb,Top
하단전단력(kN)	1,194.1	1,092.2	[VE]comb,Bot
상단모멘트(kN-m)	3,176.3	5,766.9	[ME]comb
하단모멘트(kN-m)	8,992.3	9,962.9	[ME]comb

P6 교각 (기둥)

1) 해석결과

부재력	지진시	
	교축력	교직력
상단축력(kN)	8,285.6	
하단축력(kN)	8,682.1	
상단변위(mm)	6.1	8.4
상단전단력(kN)	932.9	763.5
하단전단력(kN)	930.8	818.4
상단모멘트(kN-m)	2,211.3	4,416.7
하단모멘트(kN-m)	5,256.2	6,484.2

2) 하중경우별 해석결과 (고정하중)

부재력	하중경우	
	교축력	교직력
상단축력(kN)	8,285.6	
하단축력(kN)	8,682.1	
상단변위(mm)	0.3	0.5
상단전단력(kN)	26.6	0.2
하단전단력(kN)	26.6	0.2
상단모멘트(kN-m)	85.5	360.6
하단모멘트(kN-m)	189.2	361.2

3) 방향별 하중조합

부재력	교축방향	교직방향	기호
	교축 조합력	교직 조합력	
상단축력(kN)	8,285.6	8,285.6	P
하단축력(kN)	8,682.1	8,682.1	Pbot
상단변위(mm)	8.1	11.5	[ΔE]comb
상단전단력(kN)	1,239.4	992.7	[VE]comb,Top
하단전단력(kN)	1,236.7	1,064.1	[VE]comb,Bot
상단모멘트(kN-m)	2,960.2	6,102.3	[ME]comb
하단모멘트(kN-m)	7,022.1	8,790.7	[ME]comb

P7 교각 (기둥)

1) 해석결과

부재력	지진시	
	교축력	교직력
상단축력(kN)	7,467.4	
하단축력(kN)	7,762.8	
상단변위(mm)	5.0	4.6
상단전단력(kN)	1,008.2	717.7
하단전단력(kN)	1,002.2	803.9
상단모멘트(kN-m)	2,741.7	3,454.6
하단모멘트(kN-m)	5,879.1	5,053.4

2) 하중경우별 해석결과 (고정하중)

부재력	하중경우	
	교축력	교직력
상단축력(kN)	7,467.4	
하단축력(kN)	7,762.8	
상단변위(mm)	0.0	0.4
상단전단력(kN)	17.8	0.4
하단전단력(kN)	17.8	0.4
상단모멘트(kN-m)	58.9	327.1
하단모멘트(kN-m)	110.4	328.2

3) 방향별 하중조합

부재력	교축방향	교직방향	기호
	교축 조합력	교직 조합력	
상단축력(kN)	7,467.4	7,467.4	P
하단축력(kN)	7,762.8	7,762.8	Pbot
상단변위(mm)	6.5	6.3	[ΔE]comb
상단전단력(kN)	1,328.5	933.4	[VE]comb,Top
하단전단력(kN)	1,320.7	1,045.5	[VE]comb,Bot
상단모멘트(kN-m)	3,623.1	4,818.0	[ME]comb
하단모멘트(kN-m)	7,753.3	6,897.6	[ME]comb

8.2 기둥당 부재력 집계 (30% 규정 적용)

교각		하단축력(kN)	하단전단력(kN)	하단모멘트(kN-m)
P1	교축	9078.6	690.4	8315.8
	교직	9078.6	971.0	8270.4
P2	교축	9371.6	837.1	7876.5
	교직	9371.6	1133.8	8973.2
P3	교축	8573.4	1253.5	8925.9
	교직	8573.4	1146.9	10008.1
P4	교축	7537.6	1184.0	7951.3
	교직	7537.6	1007.5	9333.3
P5	교축	8957.6	1194.1	8992.3
	교직	8957.6	1092.2	9962.9
P6	교축	8682.1	1236.7	7022.1
	교직	8682.1	1064.1	8790.7
P7	교축	7762.8	1320.7	7753.3
	교직	7762.8	1045.5	6897.6

8.3 받침부 개당 부재력 집계 (30% 규정 적용)

교각	교축력	교직력
A1	88	91
P1	254	261
P2	287	282
P3	367	335
P4	330	281
P5	354	323
P6	310	298
P7	318	281
A2	83	79

8.4 받침부 전체 부재력 집계 (30% 규정 적용)

교각	교축력	교직력
A1	175	182
P1	499	521
P2	570	564
P3	731	668
P4	656	561
P5	705	645
P6	619	595
P7	636	561
A2	165	158

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)	8.417	8.417	교각높이
교각유효높이 H _e (m)	11.617	13.067	교각-상부구조 도심
진동주기(sec)	1.416	1.639	해석결과

9.1.2 휨성능 곡선 산정

1) 교축방향

$$\begin{aligned} \bullet F_u^L &= M_u^L / H_e &= 18,996 / 11.617 &= 1,635.224 \text{ kN} \\ \bullet F_u^L &= M_u^L / H_e &= 19,698 / 11.617 &= 1,695.618 \text{ kN} \end{aligned}$$

2) 교축직각방향

$$\begin{aligned} \bullet F_y^T &= M_y^T / H_e &= 19,008 / 13.067 &= 1,454.641 \text{ kN} \\ \bullet F_u^L &= M_u^L / H_e &= 19,752 / 13.067 &= 1,511.625 \text{ kN} \end{aligned}$$

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

M_u^L, M_y^T : 교각의 항복시 항복휨모멘트(kN-m)

M_u^L, M_u^L : 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)

$$\bullet \Delta_p^L = \frac{\Phi_p^L H_e^2}{3} = \frac{0.00140}{3} \times \frac{11.617^2}{3} = 0.0631 \text{ m}$$

② 소성변위(Δ_p)

$$\begin{aligned} \bullet L_p^L &= 0.08 H_e + 0.022 f_y d_d &= 0.08 \times 11.617 + 0.022 \times 300 \times 0.032 &= 1.139 \text{ m} \\ &\geq 0.044 f_y d_d &= 0.044 \times 300 \times 0.032 &= 0.422 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\bullet \theta_p^L = (\Phi_p^L - \Phi_y^L) L_p^L = (0.00952 - 0.00140) \times 1.139 = 0.0092$$

$$\begin{aligned} \bullet \Delta_p^L &= (M_u^L / m_y^L - 1) \Delta_p^L + \theta_p^L (H_e^L - L_p^L / 2) \\ &= \left(\frac{19,698}{18,996} - 1 \right) \times 0.06307 + 0.00925 \times \left(11.617 - \frac{1.139}{2} \right) \\ &= 0.1045 \text{ m} \end{aligned}$$

③ 극한변위(Δ_u^L)

$$\bullet \Delta_u^L = \Delta_p^L + \Delta_p^L = 0.06310 + 0.10450 = 0.1676 \text{ m}$$

④ 공급연성도

• 공급변위연성도 $\mu_{dc}^k = \frac{\Delta_y^L}{\Delta_y^I} = \frac{0.1676}{0.0631} = 2.657$ (제한없음)

$= 2.657$

⑤ 교각의 공급연성도

교각의 공급연성도는 평가요령에 따라 **2.657** 로 제한
(휨파괴보다 전단파괴가 먼저 일어날시 연성도는 1.0으로 측정한다.)

2) 교축직각방향

- 교축직각방향 하단

① 항복변위(Δ_y^I)

• $\Delta_y^I = \frac{\Phi_y^T H_e^2}{3} = \frac{0.00140}{3} \times \frac{13.067^2}{3} = 0.0799$ m

② 소성변위(Δ_p)

• $l_p^T = 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{st} = 0.08 \times 13.067 + 0.022 \times 300 \times 0.032 = 1.255$ m
 $\geq 0.044 f_y d_{st} = 0.044 \times 300 \times 0.032 = 0.422$ m

• $\theta_p^T = (\Phi_y^T - \Phi_y^I) l_p^T = (0.00947 - 0.00140) \times 1.255 = 0.01010$

• $\Delta_p^T = (M_0^T / m_y^T - 1) \Delta_y^T + \theta_p^T (H_e^T - l_p^T / 2)$
 $= (\frac{19.752}{19.008} - 1) \times 0.07998 + 0.01010 \times (13.067 - \frac{1.255}{2})$
 $= 0.1288$ m

③ 극한변위(Δ_u^T)

• $\Delta_u^T = \Delta_y^T + \Delta_p^T = 0.0799 + 0.1288 = 0.2087$ m

④ 공급연성도

• 공급변위연성도 $\mu_{dc} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = \frac{0.20870}{0.07988} = 2.613$ (제한없음)

$= 2.613$

⑤ 교각의 공급연성도

교각의 공급연성도는 평가요령에 따라 **2.613** 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)	1635	1696	1455	1512	
변위 Δ (m)	0.0631	0.1676	0.0799	0.2087	

휨강도, 항복 및 극한변위

9.1.4 전단성능극선 선정

1) 교축방향 (V_d)

① 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_c)

- 변위연성도 $\mu_d \leq 2.0$ 인 경우 V_c)

$V_c = k \sqrt{f_{cu}} A_e = 0.300 \times \sqrt{27} \times 3.3238 = 5.181$ kN
 $k = 0.234$ ($k=0.3-0.1(\mu_d-2)$, 단 $\mu_d \leq 2.0$ 이면 $k=0.3$)

$A_e = 0.8 \times Agross = 0.8 \times 4.155 = 3.3238$ m² (유효 단면적)

- 변위연성도 $\mu_d \geq 5.0$ 인 경우 V_c)

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

$A_e = 0.8 \times Agross = 0.8 \times 4.155 = 3.3238$ m² (유효 단면적)

여기서,

A_e : 유효 단면적

$Agross$: 4.155 m²

k : 부재의 변위연성도에 따른 콘크리트의 전단강도를 감소시켜주는 계수

- 변위연성도 μ_d 에 따른 Δ^I)

▶ $\mu_d = 2.0$ 인 경우 $\Delta^I = \mu_d \times \Delta_y^L = 2.0 \times 0.06307 = 0.12614$ m

▶ $\mu_d = 5.0$ 인 경우 $\Delta^I = \mu_d \times \Delta_y^L = 5.0 \times 0.06307 = 0.31536$ m

2) 교축직각방향

① 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_c) - 교각 하단

- 변위연성도 $\mu_d \leq 2.0$ 인 경우 V_c)

$V_c = k \sqrt{f_{cu}} A_e = 0.300 \times \sqrt{27} \times 3.3238 = 5.181$ kN
 $k = 0.239$ ($k=0.3-0.1(\mu_d-2)$, 단 $\mu_d \leq 2.0$ 이면 $k=0.3$)

$A_e = 0.8 \times Agross = 0.8 \times 4.155 = 3.3238$ m² (유효 단면적)

- 변위연성도 $\mu_d \geq 5.0$ 인 경우 V_c)

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

$A_e = 0.8 \times Agross = 0.8 \times 4.155 = 3.3238$ m² (유효 단면적)

여기서,

A_e : 유효 단면적

$Agross$: 4.155 m²

k : 부재의 변위연성도에 따른 콘크리트의 전단강도를 감소시켜주는 계수

- 변위연성도 μ_d 에 따른 Δ^I)

▶ $\mu_d = 2.0$ 인 경우 $\Delta^I = \mu_d \times \Delta_y^L = 2.0 \times 0.07988 = 0.15977$ m

▶ $\mu_d = 5.0$ 인 경우 $\Delta^I = \mu_d \times \Delta_y^L = 5.0 \times 0.07988 = 0.39942$ m

$t_s = 2.300$ m (=D) (교축직각방향 기둥 폭)

$L_s = 13.067$ m (=H_u) (교각유효높이)

3) 교축방향 (V_d)

① 전단철근에 의한 전단강도 (V_s)

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

여기서, $A_v = 198.6$ mm² (전단력 작용 방향의 횡방향 철근의 단면적)

$=> (D16 - 1 EA) 1$ 단 배근

$f_y = 300$ Mpa (횡방향 철근의 항복강도)

$D' = D(\text{기둥폭}) - 2c(\text{피복})$

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

$= 2,147.7$ mm (횡철근 중심간 거리)

4) 교축직각방향 (V_d)

① 전단철근이 부담하는 전단강도(V_s) - 교각 하단

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

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

여기서, $A_v = 198.6$ mm² (전단력 작용 방향의 횡방향 철근의 단면적)

$=> (D16 - 1 EA) 1$ 단 배근

$f_y = 300$ Mpa (횡방향 철근의 항복강도)

$D' = D(\text{기둥폭}) - 2c(\text{피복})$

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

$= 2,147.7$ mm (횡철근 중심간 거리)

5) 교축방향 (V_d)

① 축력에 의한 전단강도(V_p)

• $V_p = 0.15 \times \frac{P_{top} t_s^L}{L_s} = 0.15 \times \frac{8,221 \times 2,300}{11.617} = 244$ kN

여기서, $P_{top} = 8,221$ kN (기둥당 상단고정하중)

$t_s^L = 2.300$ m (=D) (교축방향 기둥 폭)

$L_s^L = 11.617$ m (=H_u) (교각유효높이)

6) 교축직각방향 (V_d)

① 축력에 의한 전단강도(V_p) - 교각 하단

• $V_p = 0.15 \times \frac{P_{top} t_s}{L_s} = 0.15 \times \frac{8,221 \times 2,300}{13.067} = 217$ kN

여기서, $P_{top} = 8,221$ kN (기둥당 상단고정하중)

7) 교축방향 (V_d)

① 교각의 전단강도(V_d)

▶ $\mu_d = 2.0$ 인 경우

• $V_n = V_c + V_s + V_p = 5.181 + 1.340 + 244 = 6,765$ kN

▶ $\mu_d = 2.0$ 인 경우 $\Delta^I = 0.12614$ m

▶ $\mu_d = 5.0$ 인 경우

• $V_n = V_c + V_s + V_p = 0 + 1.340 + 244 = 1,584$ kN

▶ $\mu_d = 5.0$ 인 경우 $\Delta^I = 0.31536$ m

8) 교축직각방향 (V_d)

① 교각의 전단강도(V_d) - 교각 하단

▶ $\mu_d = 2.0$ 인 경우

• $V_n = V_c + V_s + V_p = 5.181 + 1.340 + 217 = 6,738$ kN

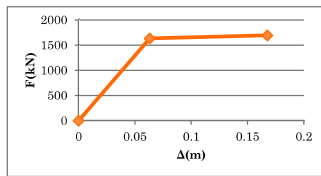
▶ $\mu_d = 2.0$ 인 경우 $\Delta^I = 0.15977$ m

▶ $\mu_d = 5.0$ 인 경우

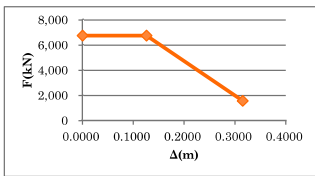
• $V_n = V_c + V_s + V_p = 0 + 1.340 + 217 = 1,557$ kN

▶ $\mu_d = 5.0$ 인 경우 $\Delta^I = 0.39942$ m

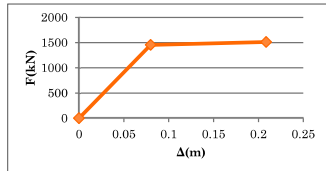
※ 횡전단성능 곡선



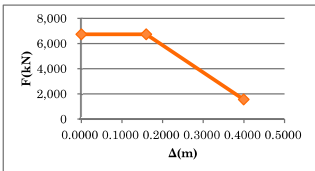
교축방향 횡성능 곡선



교축방향 전단성능 곡선



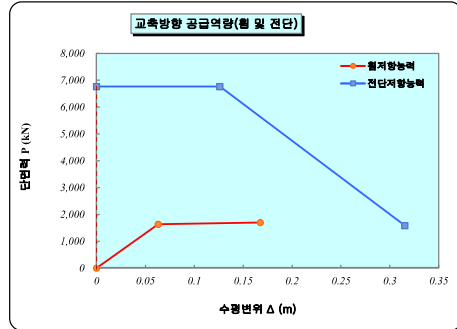
교축직각방향(하단) 횡성능 곡선



교축직각방향(하단) 전단성능 곡선

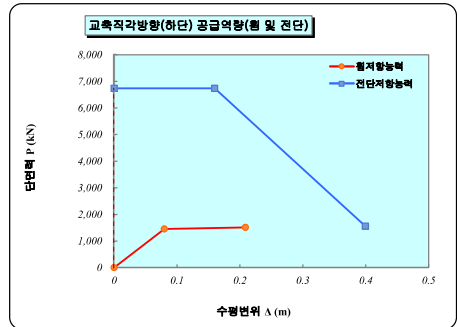
9.1.5 파괴모드 결정

1) 교축방향



횡강도(P_y)
1,696
(kN)
전단강도(V_{ys})
6,765
(kN)
항복변위 (Δ_y)
0.0631
(m)
극한변위 (Δ_u)
0.1676
(m)
변위연성도(μ)
2.657

2) 교축직각방향-하단



횡강도(P_y)
1,512
(kN)
전단강도(V_{ys})
6,738
(kN)
항복변위 (Δ_y)
0.0799
(m)
극한변위 (Δ_u)
0.2087
(m)
변위연성도(μ)
2.613

9.1.6 소요성능 산정

1) 교축방향

① 탄성 지진 조합력

$$M_{E_{\text{req}}}^L = M_E^L + P \cdot 1.5 \Delta_E^L = 8,316 + 8,221 \times 1.5 \times 0.02571 = 8,633 \text{ kNm}$$

② 단면강도비 R_S

$$R_S^L = \frac{M_{E_{\text{req}}}^L}{M_y} = \frac{8,633}{18,996} = 1.000 \quad \therefore \text{탄성영역상에서 거동}$$

- $T \geq 1.25 T_s$ 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 1.4162 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 μ_{sd}

$$\mu_{\text{sd}} = \lambda_{OR} \times R_S = 1.000 \times 1.000 = 1.000$$

2) 교축직각방향

- 교축직각방향 기동하단

① 탄성 지진 조합력

$$M_{E_{\text{req}}}^T = M_E^T + P \cdot 1.5 \Delta_E^T = 8,270 + 8,221 \times 1.5 \times 0.027 = 8,604 \text{ kNm}$$

② 단면강도비 R_S

$$R_S^T = \frac{M_{E_{\text{req}}}^T}{M_y} = \frac{8,604}{19,008} = 1.000 \quad \therefore \text{탄성영역상에서 거동}$$

- $T \geq 1.25 T_s$ 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 1.6387 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 μ_{sd}

$$\mu_{\text{sd}} = \lambda_{OR} \times R_S = 1.000 \times 1.000 = 1.000$$

9.1.7 교각의 내진성능 평가

① 보유성능

$$\begin{aligned} & \text{교축방향(변위연성도)} \quad \mu_{\Delta C}^L = 2.657 \\ & \text{교축직각방향 하단(변위연성도)} \quad \mu_{\Delta C}^T = 2.613 \end{aligned}$$

② 소요성능

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

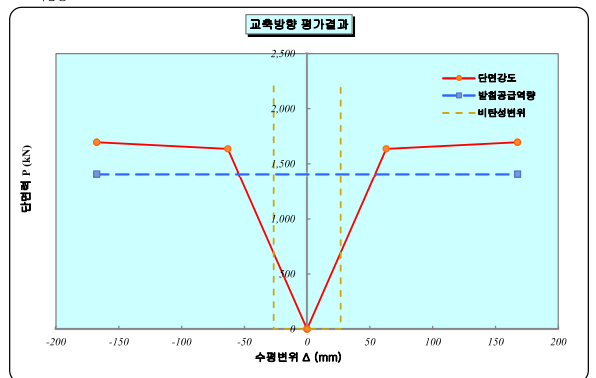
③ 평가

$$\therefore \text{교축방향(변위연성도)} \quad \frac{\mu_{\Delta C}^L}{\mu_{\Delta d}^L} = \frac{2.657}{1.000} = 2.657 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

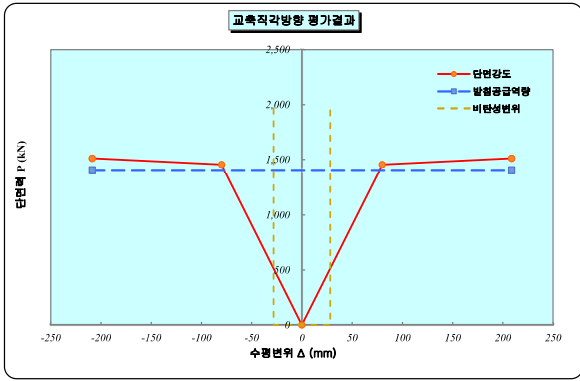
$$\therefore \text{교축직각방향 하단(변위연성도)} \quad \frac{\mu_{\Delta C}^T}{\mu_{\Delta d}^T} = \frac{2.613}{1.000} = 2.613 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

9.1.8 내진성능 평가 결과

- 교축방향



- 교축직각방향



9. 교각부 평가

9.2 교각 3

9.2.1 교각 거동 특성값

구 분	교축방향	교직방향	비고
거동형태	1	1	1 : 쉐일레버식 2 : 라멘식
	(켄틸레버식)	(켄틸레버식)	
검이음 판단	3	3	1:100%, 2:50%, 3:0%
교각높이 H (m)	5.290	5.290	교각높이
교각유효높이 H _e (m)	8.490	9.940	교직-상부구조 도심
진동주기(sec)	1.416	1.639	해석결과

9.2.2 휨성능 곡선 산정

1) 교축방향

$$\begin{aligned} F_y^L &= M_y^L / H_e &= 18,679 &/& 8.490 &= 2,200.141 \text{ kN} \\ F_o^L &= M_o^L / H_e &= 19,417 &/& 8.490 &= 2,287.091 \text{ kN} \end{aligned}$$

2) 교축직각방향

$$\begin{aligned} F_y^T &= M_y^T / H_e &= 18,688 &/& 9.940 &= 1,880.040 \text{ kN} \\ F_o^T &= M_o^T / H_e &= 19,450 &/& 9.940 &= 1,956.690 \text{ kN} \end{aligned}$$

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

9.2.3 교각의 변위 및 공급연성도 산정

1) 교축방향

① 항복변위(Δ_y)

$$\Delta_y^L = \frac{\Phi_y^L H_e^2}{3} = \frac{0.00140}{3} \times \frac{8.490^2}{3} = 0.0336 \text{ m}$$

② 소성변위(Δ_p)

$$\begin{aligned} L_p^L &= 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{st} &= 0.08 \times 8.49 + 0.022 \times 300 \times 0.032 &= 0.889 \text{ m} \\ &\geq 0.044 f_y d_{st} &= 0.044 \times 300 \times 0.032 &= 0.422 \text{ m} \\ \Theta_p^L &= (\Phi_o^L - \Phi_y^L) L_p^L &= (0.00981 - 0.00140) &\times 0.889 = 0.0075 \\ \Delta_p^L &= (M_o^L / m_y^L - 1) \Delta_y^L + \Theta_p^L (H_e^L - L_p^L / 2) \\ &= \left(\frac{19,417}{18,679} - 1 \right) \times 0.03363 + 0.00748 \times \left(8.490 - \frac{0.889}{2} \right) \\ &= 0.0615 \text{ m} \end{aligned}$$

③ 극한변위(Δ_u^L)

$$\Delta_u^L = \Delta_y^L + \Delta_p^L = 0.03360 + 0.06150 = 0.0951 \text{ m}$$

④ 공급연성도

$$\mu_{dc}^L = \frac{\Delta_u^L}{\Delta_y^L} = \frac{0.0951}{0.0336} = 2.828 \quad (\text{제한없음})$$

⑤ 교각의 공급연성도

교각의 공급연성도는 평가요령에 따라 **2.828** 로 제한
(휨파괴보다 전단파괴가 먼저 일어날시 연성도는 1.0으로 측정한다.)

2) 교축직각방향

- 교축직각방향 하단

① 항복변위(Δ_y^T)

$$\Delta_y^T = \frac{\Phi_y^T H_e^2}{3} = \frac{0.00140}{3} \times \frac{9.940^2}{3} = 0.0461 \text{ m}$$

② 소성변위(Δ_p^T)

$$\begin{aligned} L_p^T &= 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{st} &= 0.08 \times 9.94 + 0.022 \times 300 \times 0.032 &= 1.005 \text{ m} \\ &\geq 0.044 f_y d_{st} &= 0.044 \times 300 \times 0.032 &= 0.422 \text{ m} \\ \Theta_p^T &= (\Phi_o^T - \Phi_y^T) L_p^T &= (0.00977 - 0.00140) &\times 1.005 = 0.00840 \\ \Delta_p^T &= (M_o^T / m_y^T - 1) \Delta_y^T + \Theta_p^T (H_e^T - L_p^T / 2) \\ &= \left(\frac{19,450}{18,688} - 1 \right) \times 0.04614 + 0.00840 \times \left(9.940 - \frac{1.005}{2} \right) \\ &= 0.0812 \text{ m} \end{aligned}$$

③ 극한변위(Δ_u^T)

$$\Delta_u^T = \Delta_y^T + \Delta_p^T = 0.0461 + 0.0812 = 0.1273 \text{ m}$$

④ 공급연성도

$$\mu_{dc}^T = \frac{\Delta_u^T}{\Delta_y^T} = \frac{0.12730}{0.04614} = 2.759 \quad (\text{제한없음})$$

⑤ 교각의 공급연성도

교각의 공급연성도는 평가요령에 따라 **2.759** 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)	2200	2287	1880	1957			
변위 Δ (m)	0.0336	0.0951	0.0461	0.1273			

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)

$$\begin{aligned} V_c &= k \sqrt{f_{cu}} A_g &= 0.300 \times \sqrt{27} \times 3,3238 &= 5,181 \text{ kN} \\ k &= 0.217 \quad (k=0.3-0.1(\mu_{ds}-2), \text{ 단 } \mu_{ds} \leq 2.0 \text{ 이면 } k=0.3) \end{aligned}$$

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

- 변위연성도 μ_{ds} ≥ 5.0 인 경우 V_c)

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

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

여기서,

A_g : 유효 단면적

A_{gross} : 4.155 m²

k : 부재의 변위연성도에 따른 콘크리트의 전단강도를 감소시켜주는 계수

- 변위연성도 μ_{ds} 에 따른 Δ^L)

$$\begin{aligned} \blacktriangleright \mu_{ds} = 2.0 \text{ 인 경우 } \Delta^L &= \mu_{ds} \times \Delta_y^L = 2.0 \times 0.03363 = 0.06726 \text{ m} \\ \blacktriangleright \mu_{ds} = 5.0 \text{ 인 경우 } \Delta^L &= \mu_{ds} \times \Delta_y^L = 5.0 \times 0.03363 = 0.16815 \text{ m} \end{aligned}$$

2) 교축직각방향

① 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_c) - 교각 하단

- 변위연성도 μ_{ds} ≤ 2.0 인 경우 V_c)

$$\begin{aligned} V_c &= k \sqrt{f_{cu}} A_g &= 0.300 \times \sqrt{27} \times 3,3238 &= 5,181 \text{ kN} \\ k &= 0.224 \quad (k=0.3-0.1(\mu_{ds}-2), \text{ 단 } \mu_{ds} \leq 2.0 \text{ 이면 } k=0.3) \end{aligned}$$

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

- 변위연성도 μ_{ds} ≥ 5.0 인 경우 V_c)

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

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

여기서,

A_g : 유효 단면적

A_{gross} : 4.155 m²

k : 부재의 변위연성도에 따른 콘크리트의 전단강도를 감소시켜주는 계수

- 변위연성도 μ_{ds} 에 따른 Δ^L)

$$\begin{aligned} \blacktriangleright \mu_{ds} = 2.0 \text{ 인 경우 } \Delta^L &= \mu_{ds} \times \Delta_y^L = 2.0 \times 0.04614 = 0.09228 \text{ m} \\ \blacktriangleright \mu_{ds} = 5.0 \text{ 인 경우 } \Delta^L &= \mu_{ds} \times \Delta_y^L = 5.0 \times 0.04614 = 0.23070 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} t_s &= 2.300 \text{ m (=D)} && \text{(교축직각방향 기동 폭)} \\ L_s &= 9.940 \text{ m (=H}_s\text{)} && \text{(교각유효높이)} \end{aligned}$$

3) 교축방향 (V_s)

① 전단철근에 의한 전단강도 (V_s)

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

4) 교축직각방향 (V_s)

① 전단철근이 부담하는 전단강도(V_s) - 교각 하단

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

5) 교축방향 (V_p)

① 축력에 의한 전단강도(V_p)

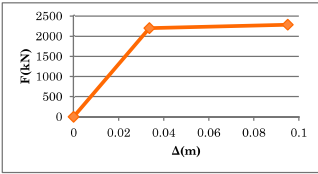
$$\begin{aligned} V_p &= 0.15 \times \frac{P_{\text{top}} t_s^L}{L_s} = 0.15 \times \frac{8,035 \times 2.300}{8.490} = 326 \text{ kN} \\ \text{여기서, } P_{\text{top}} &= 8,035 \text{ kN (기동당 상단 고정하중)} \\ t_s^L &= 2.300 \text{ m (=D) (교축방향 기동 폭)} \\ L_s^L &= 8.490 \text{ m (=H}_s\text{)} \text{ (교각유효높이)} \end{aligned}$$

6) 교축직각방향 (V_p)

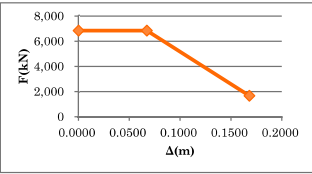
① 축력에 의한 전단강도(V_p) - 교각 하단

$$\begin{aligned} V_p &= 0.15 \times \frac{P_{\text{top}} t_s}{L_s} = 0.15 \times \frac{8,035 \times 2.300}{9.940} = 279 \text{ kN} \\ \text{여기서, } P_{\text{top}} &= 8,035 \text{ kN (기동당 상단 고정하중)} \end{aligned}$$

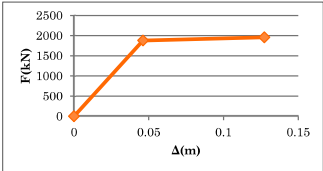
※ 휨-전단성능 곡선



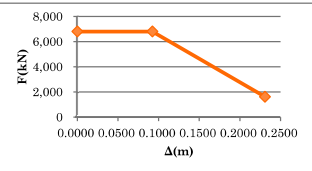
교축방향 휨성능 곡선



교축방향 전단성능 곡선



교축직각방향(하단) 휨성능 곡선



교축직각방향(하단) 전단성능 곡선

7) 교축방향 (V_s)

① 교각의 전단강도(V_s)

$$\begin{aligned} \text{▶ } \mu_s = 2.0 \text{인 경우} \\ V_s &= V_c + V_s + V_p = 5,181 + 1,340 + 326 = 6,848 \text{ kN} \\ \text{▶ } \mu_s = 2.0 \text{인 경우 } \Delta^L &= 0.06726 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{▶ } \mu_s = 5.0 \text{인 경우} \\ V_s &= V_c + V_s + V_p = 0 + 1,340 + 326 = 1,666 \text{ kN} \\ \text{▶ } \mu_s = 5.0 \text{인 경우 } \Delta^L &= 0.16815 \text{ m} \end{aligned}$$

8) 교축직각방향 (V_s)

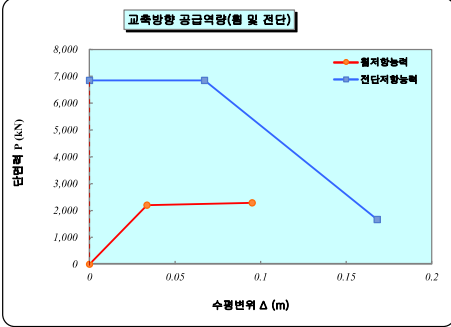
① 교각의 전단강도(V_s) - 교각 하단

$$\begin{aligned} \text{▶ } \mu_s = 2.0 \text{인 경우} \\ V_s &= V_c + V_s + V_p = 5,181 + 1,340 + 279 = 6,800 \text{ kN} \\ \text{▶ } \mu_s = 2.0 \text{인 경우 } \Delta^L &= 0.09228 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{▶ } \mu_s = 5.0 \text{인 경우} \\ V_s &= V_c + V_s + V_p = 0 + 1,340 + 279 = 1,619 \text{ kN} \\ \text{▶ } \mu_s = 5.0 \text{인 경우 } \Delta^L &= 0.23070 \text{ m} \end{aligned}$$

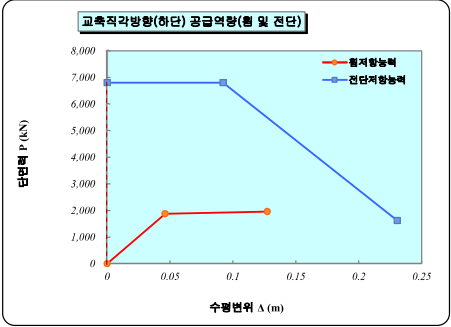
9.2.5 파괴모드 결정

1) 교축방향



휨강도(P _y)
2,287
(kN)
전단강도(V _s)
6,848
(kN)
항복변위 (Δ _y)
0.0336
(m)
극한변위 (Δ _u)
0.0951
(m)
변위연성도(μ)
2.828

2) 교축직각방향-하단



휨강도(P _y)
1,957
(kN)
전단강도(V _s)
6,800
(kN)
항복변위 (Δ _y)
0.0461
(m)
극한변위 (Δ _u)
0.1273
(m)
변위연성도(μ)
2.759

9.2.6 소요성능 산정

1) 교축방향

① 탄성 지진 조합력

$$\begin{aligned} M_{E\text{-top}}^L &= M_E^L + P \cdot 1.5 \Delta_E^L = 8,926 + 8,035 \times 1.5 \times 0.01506 \\ &= 9,107 \text{ kN-m} \end{aligned}$$

② 단면강도비 R_S

$$R_S^L = \frac{M_{E,ed}}{M_y} = \frac{9,107}{18,679} = 1.000 \quad \therefore \text{탄성영역상에서 거동}$$

- $T \geq 1.25 T_s$ 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 1.4162 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 하단(변위연성도)

① 탄성 지진 조합력

$$M_{E,ed}^T = M_E^L + P \cdot 1.5 \Delta_E^L = 10,008 + 8,035 \times 1.5 \times 0.018 = 10,230 \text{ kNm}$$

② 단면강도비 R_S

$$R_S^T = \frac{M_{E,ed}^T}{M_y} = \frac{10,230}{18,688} = 1.000 \quad \therefore \text{탄성영역상에서 거동}$$

- $T \geq 1.25 T_s$ 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 1.6387 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 보류성능

$$\begin{aligned} &\bullet \text{ 교축방향(변위연성도)} & \mu_{\Delta c}^L &= 2.828 \\ &\bullet \text{ 교축직각방향 하단(변위연성도)} & \mu_{\Delta c}^T &= 2.759 \end{aligned}$$

② 소요성능

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

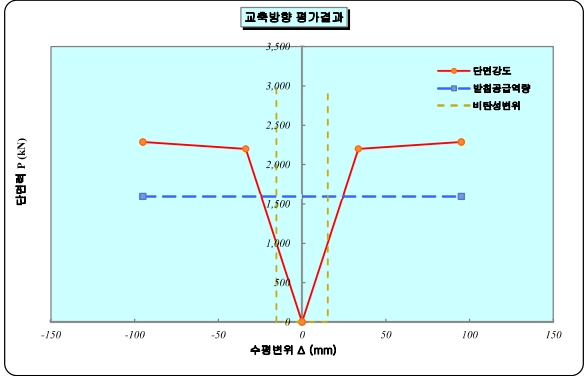
③ 평가

$$\therefore \text{교축방향(변위연성도)} \quad \frac{\mu_{\Delta c}^L}{\mu_{\Delta d}^L} = \frac{2.828}{1.000} = 2.828 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

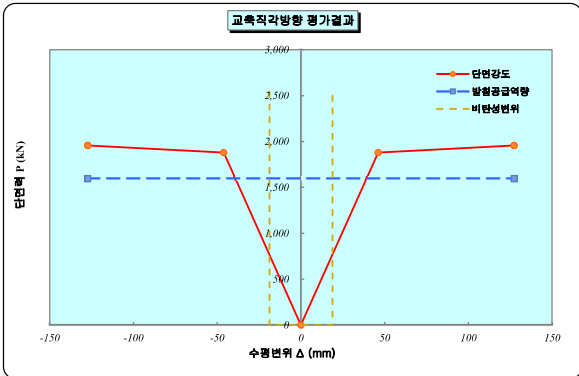
$$\therefore \text{교축직각방향 하단(변위연성도)} \quad \frac{\mu_{\Delta c}^T}{\mu_{\Delta d}^T} = \frac{2.759}{1.000} = 2.759 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

9.2.8 내진성능 평가 결과

- 교축방향



- 교축직각방향



9. 교각부 평가

9.3 교각 6

9.3.1 교각 거동 특성값

구 분	교축방향	교직각방향	비고
거동형태	1	1	1 : 쉐일레버식 2 : 라멘식
	(켄틸레버식)	(켄틸레버식)	
검아음 판단	3	3	1:100%, 2:50%, 3:0%
교각높이 H (m)	3.893	3.893	교각높이
교각유요높이 H _e (m)	7.093	8.543	교각-상부구조 도심
진동주기(sec)	1.416	1.639	해석결과

9.3.2 휨성능 곡선 산정

1) 교축방향

$$\begin{aligned} &\bullet F_c^L = M_y^L / H_e = 18,748 / 7.093 = 2,643.198 \text{ kN} \\ &\bullet F_u^L = M_y^L / H_e = 19,476 / 7.093 = 2,745.735 \text{ kN} \end{aligned}$$

2) 교축직각방향

$$\begin{aligned} &\bullet F_y^T = M_y^T / H_e = 18,759 / 8.543 = 2,195.786 \text{ kN} \\ &\bullet F_u^T = M_y^T / H_e = 19,516 / 8.543 = 2,284.385 \text{ kN} \end{aligned}$$

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

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

M_y^L, M_y^T : 교각의 항복시 항복휨모멘트(kN·m)

M_u^L, M_u^T : 교각의 극한상태시 공칭휨모멘트(kN·m)

H_e : 교각의 하중작용점 높이, m

9.3.3 교각의 변위 및 공급연성도 산정

1) 교축방향

① 항복변위(Δ_p)

$$\Delta_p^L = \frac{\Phi_y^L H_e^2}{3} = \frac{0.00140}{3} \times \frac{7.093^2}{3} = 0.0235 \text{ m}$$

② 소성변위(Δ_p)

$$\begin{aligned} &\bullet L_p^L = 0.08 H_e + 0.022 f_y d_A = 0.08 \times 7.093 + 0.022 \times 300 \times 0.032 = 0.777 \text{ m} \\ &\quad \geq 0.044 f_y d_A = 0.044 \times 300 \times 0.032 = 0.422 \text{ m} \\ &\bullet \Theta_p^L = (\Phi_u^L - \Phi_y^L) L_p^L = (0.00976 - 0.00140) \times 0.777 = 0.0065 \\ &\bullet \Delta_p^L = (M_u^L / m_y^L - 1) \Delta_p^L + \Theta_p^L (H_e^L - L_p^L / 2) \\ &\quad = \left(\frac{19,476}{18,748} - 1 \right) \times 0.02348 + 0.00650 \times \left(7.093 - \frac{0.777}{2} \right) \\ &\quad = 0.0445 \text{ m} \end{aligned}$$

③ 극한변위(Δ_u^L)

$$\Delta_u^L = \Delta_p^L + \Delta_p^L = 0.02350 + 0.04450 = 0.0680 \text{ m}$$

④ 공급연성도

• 공급변위연성도 $\mu_{dc}^h = \frac{\Delta_y^L}{\Delta_y^I} = \frac{0.0680}{0.0235} = 2.896$ (제한없음)

= 2.896

⑤ 교각의 공급연성도

교각의 공급연성도는 평가요령에 따라 **2.896** 로 제한
(휨파괴보다 전단파괴가 먼저 일어날시 연성도는 1.0으로 측정한다.)

2) 교축직각방향

- 교축직각방향 하단

① 항복변위(Δ_y^I)

• $\Delta_y^I = \frac{\Phi_y^T H_e^2}{3} = \frac{0.00140}{3} \times \frac{8.543^2}{3} = 0.0341$ m

② 소성변위(Δ_p)

• $l_p^T = 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{st} = 0.08 \times 8.543 + 0.022 \times 300 \times 0.032 = 0.893$ m
 $\geq 0.044 f_y d_{st} = 0.044 \times 300 \times 0.032 = 0.422$ m

• $\theta_p^T = (\Phi_y^T - \Phi_y^I) l_p^T = (0.00971 - 0.00140) \times 0.893 = 0.00740$

• $\Delta_p^T = (M_0^T / m_y^T - 1) \Delta_y^T + \theta_p^T (H_e^T - l_p^T / 2)$
 $= (\frac{19.516}{18.759} - 1) \times 0.03410 + 0.00740 \times (8.543 - \frac{0.893}{2})$
 $= 0.0613$ m

③ 극한변위(Δ_y^I)

• $\Delta_y^{II} = \Delta_y^T + \Delta_p^T = 0.0341 + 0.0613 = 0.0954$ m

④ 공급연성도

• 공급변위연성도 $\mu_{dc} = \frac{\Delta_y^I}{\Delta_y^I} = \frac{0.09540}{0.03410} = 2.798$ (제한없음)

= 2.798

⑤ 교각의 공급연성도

교각의 공급연성도는 평가요령에 따라 **2.798** 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)	2643	2746	2196	2284			
변위 Δ (mm)	0.0235	0.0680	0.0341	0.0954			

휨강도, 항복 및 극한변위

9.3.4 전단성능곡선 선정

1) 교축방향 (V_d)

① 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_c)

- 변위연성도 $\mu_d \leq 2.0$ 인 경우 V_c)

$V_c = k \sqrt{f_{cu}} A_e = 0.300 \times \sqrt{27} \times 3.3238 = 5.181$ kN
 $k = 0.210$ ($k=0.3-0.1(\mu_d-2)$, 단 $\mu_d \leq 2.0$ 이면 $k=0.3$)

$A_e = 0.8 \times A_{gross} = 0.8 \times 4.155 = 3.3238$ m² (유효 단면적)
 - 변위연성도 $\mu_d \geq 5.0$ 인 경우 V_c)

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

$A_e = 0.8 \times A_{gross} = 0.8 \times 4.155 = 3.3238$ m² (유효 단면적)

여기서,

A_e : 유효 단면적

A_{gross} : 4.155 m²

k : 부재의 변위연성도에 따른 콘크리트의 전단강도를 감소시켜주는 계수

- 변위연성도 μ_d 에 따른 Δ^I)

▶ $\mu_d = 2.0$ 인 경우 $\Delta^I = \mu_d \times \Delta_y^I = 2.0 \times 0.02348 = 0.04696$ m

▶ $\mu_d = 5.0$ 인 경우 $\Delta^I = \mu_d \times \Delta_y^I = 5.0 \times 0.02348 = 0.11741$ m

2) 교축직각방향

① 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_c) - 교각 하단

- 변위연성도 $\mu_d \leq 2.0$ 인 경우 V_c)

$V_c = k \sqrt{f_{cu}} A_e = 0.300 \times \sqrt{27} \times 3.3238 = 5.181$ kN
 $k = 0.220$ ($k=0.3-0.1(\mu_d-2)$, 단 $\mu_d \leq 2.0$ 이면 $k=0.3$)

$A_e = 0.8 \times A_{gross} = 0.8 \times 4.155 = 3.3238$ m² (유효 단면적)
 - 변위연성도 $\mu_d \geq 5.0$ 인 경우 V_c)

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

$A_e = 0.8 \times A_{gross} = 0.8 \times 4.155 = 3.3238$ m² (유효 단면적)

여기서,

A_e : 유효 단면적

A_{gross} : 4.155 m²

k : 부재의 변위연성도에 따른 콘크리트의 전단강도를 감소시켜주는 계수

- 변위연성도 μ_d 에 따른 Δ^I)

▶ $\mu_d = 2.0$ 인 경우 $\Delta^I = \mu_d \times \Delta_y^I = 2.0 \times 0.03410 = 0.06820$ m

▶ $\mu_d = 5.0$ 인 경우 $\Delta^I = \mu_d \times \Delta_y^I = 5.0 \times 0.03410 = 0.17049$ m

$t_s = 2.300$ m (=D) (교축직각방향 기둥 폭)

$L_s = 8.543$ m (=H_e) (교각유효높이)

3) 교축방향 (V_d)

① 전단철근에 의한 전단강도 (V_s)

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

여기서, $A_v = 198.6$ mm² (전단력 작용 방향의 횡방향 철근의 단면적)

=> (D16 - 1 EA) 1 단 배근

$f_y = 300$ Mpa (횡방향 철근의 항복강도)

$D' = D(\text{기둥폭}) - 2c(\text{피복})$

= 2300 - 2 × 100.0 + 31.8 + 15.9

= 2,147.7 mm (횡철근 중심간 거리)

4) 교축직각방향 (V_d)

① 전단철근이 부담하는 전단강도(V_s) - 교각 하단

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

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

여기서, $A_v = 198.6$ mm² (전단력 작용 방향의 횡방향 철근의 단면적)

=> (D16 - 1 EA) 1 단 배근

$f_y = 300$ Mpa (횡방향 철근의 항복강도)

$D' = D(\text{기둥폭}) - 2c(\text{피복})$

= 2300 - 2 × 100.0 + 31.8 + 15.9

= 2,147.7 mm (횡철근 중심간 거리)

5) 교축방향 (V_d)

① 축력에 의한 전단강도(V_p)

• $V_p = 0.15 \times \frac{P_{top} t_s^L}{L_s} = 0.15 \times \frac{8,286 \times 2,300}{7.093} = 403$ kN

여기서, $P_{top} = 8,286$ kN (기둥당 상단 고정하중)

$t_s^L = 2.300$ m (=D) (교축방향 기둥 폭)

$L_s^L = 7.093$ m (=H_e) (교각유효높이)

6) 교축직각방향 (V_d)

① 축력에 의한 전단강도(V_p) - 교각 하단

• $V_p = 0.15 \times \frac{P_{top} t_s}{L_s} = 0.15 \times \frac{8,286 \times 2,300}{8.543} = 335$ kN

여기서, $P_{top} = 8,286$ kN (기둥당 상단 고정하중)

7) 교축방향 (V_d)

① 교각의 전단강도(V_d)

▶ $\mu_d = 2.0$ 인 경우

• $V_n = V_c + V_s + V_p = 5.181 + 1.340 + 403$
 $= 6,924$ kN

▶ $\mu_d = 2.0$ 인 경우 $\Delta^I = 0.04696$ m

▶ $\mu_d = 5.0$ 인 경우

• $V_n = V_c + V_s + V_p = 0 + 1.340 + 403$
 $= 1,743$ kN

▶ $\mu_d = 5.0$ 인 경우 $\Delta^I = 0.11741$ m

8) 교축직각방향 (V_d)

① 교각의 전단강도(V_d) - 교각 하단

▶ $\mu_d = 2.0$ 인 경우

• $V_n = V_c + V_s + V_p = 5.181 + 1.340 + 335$
 $= 6,856$ kN

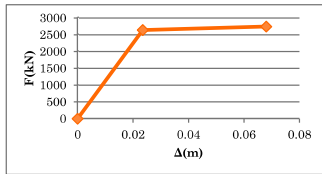
▶ $\mu_d = 2.0$ 인 경우 $\Delta^I = 0.06820$ m

▶ $\mu_d = 5.0$ 인 경우

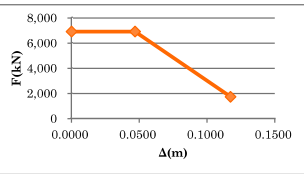
• $V_n = V_c + V_s + V_p = 0 + 1.340 + 335$
 $= 1,675$ kN

▶ $\mu_d = 5.0$ 인 경우 $\Delta^I = 0.17049$ m

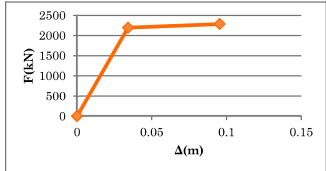
※ 횡전단성능 곡선



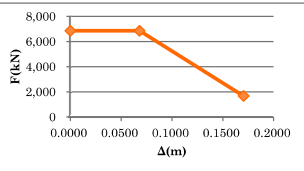
교축방향 횡성능 곡선



교축방향 전단성능 곡선



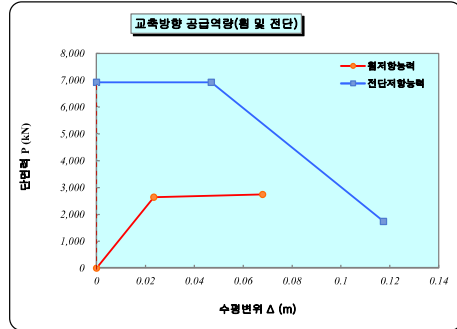
교축직각방향(하단) 횡성능 곡선



교축직각방향(하단) 전단성능 곡선

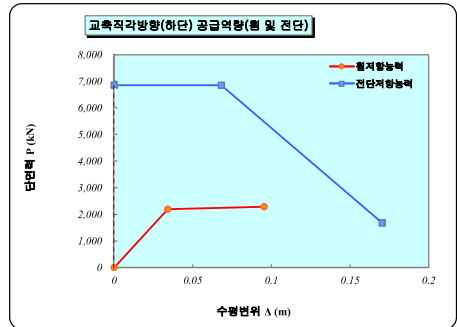
9.3.5 파괴모드 결정

1) 교축방향



횡강도(P_y)
2,746
(kN)
전단강도(V_{ys})
6,924
(kN)
항복변위 (Δ_y)
0.0235
(m)
극한변위 (Δ_u)
0.0680
(m)
변위연성도(μ)
2.896

2) 교축직각방향-하단



횡강도(P_y)
2,284
(kN)
전단강도(V_{ys})
6,856
(kN)
항복변위 (Δ_y)
0.0341
(m)
극한변위 (Δ_u)
0.0954
(m)
변위연성도(μ)
2.798

9.3.6 소요성능 산정

1) 교축방향

① 탄성 지진 조합력

$$M_{E, \text{req}}^L = M_E^L + P \cdot 1.5 \Delta_E^L = 7,022 + 8,286 \times 1.5 \times 0.00815 = 7,123 \text{ kNm}$$

② 단면강도비 R_S

$$R_S^L = \frac{M_{E, \text{req}}^L}{M_y} = \frac{7,123}{18,748} = 1.000 \quad \therefore \text{탄성영역상에서 거동}$$

- $T \geq 1.25 T_s$ 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 1.4162 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

$$M_{E, \text{req}}^T = M_E^T + P \cdot 1.5 \Delta_E^L = 8,791 + 8,286 \times 1.5 \times 0.011 = 8,933 \text{ kNm}$$

② 단면강도비 R_S

$$R_S^T = \frac{M_{E, \text{req}}^T}{M_y} = \frac{8,933}{18,759} = 1.000 \quad \therefore \text{탄성영역상에서 거동}$$

- $T \geq 1.25 T_s$ 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 1.6387 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) $\mu_{\Delta C}^L = 2.896$
- 교축직각방향 하단(변위연성도) $\mu_{\Delta C}^T = 2.798$

② 소요성능

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

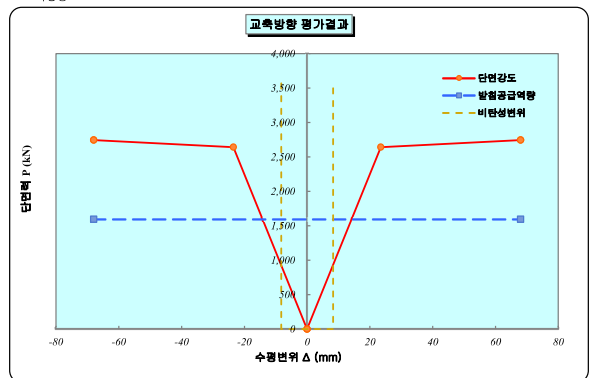
③ 평가

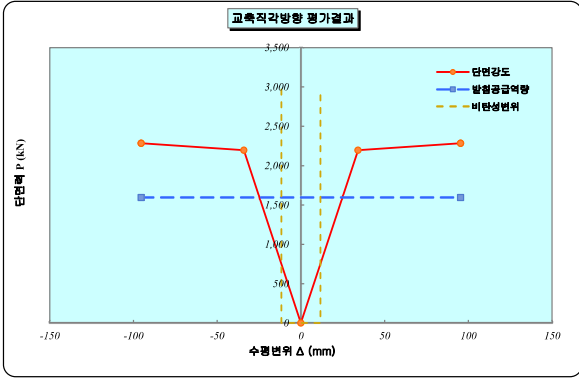
$$\therefore \text{교축방향(변위연성도)} \quad \frac{\mu_{\Delta C}^L}{\mu_{\Delta d}^L} = \frac{2.896}{1.000} = 2.896 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\therefore \text{교축직각방향 하단(변위연성도)} \quad \frac{\mu_{\Delta C}^T}{\mu_{\Delta d}^T} = \frac{2.798}{1.000} = 2.798 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

9.3.8 내진성능 평가 결과

- 교축방향





10. 발침부 평가 (교각, 교대)

10.1 교각 P1

10.1.1 발침본체 검토

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

(1) 받침 1기당 횡방향 저항용량(f_b)

$$\begin{aligned} & \bullet \text{ 교축방향} \\ f_b &= 703.10 \text{ kN} \\ & \bullet \text{ 교직방향} \\ f_b &= 703.10 \text{ kN} \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} & \bullet \text{ 교축방향} \\ F_{BC} &= 703.10 \times 2 = 1,406.20 \text{ kN} \\ & \bullet \text{ 교직방향} \\ F_{BC} &= 703.10 \times 2 = 1,406.20 \text{ kN} \end{aligned}$$

(3) 소요성능 : 받침부 평가지진력 F_{BD}

$$\begin{aligned} & \bullet \text{ 교축방향} \\ F_{BD} &= \text{MIN}[F_n, [V]_{\text{comb.Top}}] \\ &= \text{MIN}[1,696, 499] = 499.13 \text{ kN} \\ & \bullet \text{ 교직방향} \\ F_{BD} &= \text{MIN}[F_n, [V]_{\text{comb.Top}}] \\ &= \text{MIN}[1,512, 521] = 521.11 \text{ kN} \end{aligned}$$

(4) 발침본체 내진성능평가

$$\begin{aligned} & \bullet \text{ 교축방향} \\ \frac{F_{BC}}{F_{BD}} &= \frac{1,406.20}{499.13} = 2.817 > 1.0 \quad \text{OK} \\ & \bullet \text{ 교축직각방향} \\ \frac{F_{BC}}{F_{BD}} &= \frac{1,406.20}{521.11} = 2.698 > 1.0 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

10.1.2 발침본체 앵커

(1) 발침제원

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 길이
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 _{uts}	=	860	MPa
앵커의 유효 묻힘길이	h _{ef}	=	200	mm
코핑부 길이	h _{cop}	=	3200	mm

(2) 강재파괴

1) 보유성능 : 강재강도

$$\begin{aligned} V_{sa} &= n \cdot 1.0 \cdot A_{se} \cdot f_{uts} \quad n: \text{앵커 개수} \\ \text{교축방향: } V_{saL} &= 8 \times 1.0 \times 452 \times 860 = 3,112 \text{ kN} \\ \text{교직방향: } V_{saT} &= 8 \times 1.0 \times 452 \times 860 = 3,112 \text{ kN} \end{aligned}$$

2) 소요성능 : 받침 1기당 평가지진력

$$\begin{aligned} \text{교축방향: } F_{ASDL} &= F_{BDL} / n^L = 499.13 / 2 = 250 \text{ kN} \\ \text{교직방향: } F_{ASDT} &= F_{BDT} / n^T = 521.11 / 2 = 261 \text{ kN} \end{aligned}$$

3) 평가

$$\begin{aligned} & \bullet \text{ 교축방향} \\ \frac{V_{saL}}{F_{ASDL}} &= \frac{3,112}{250} = 12.471 > 1.0 \quad \text{OK} \\ & \bullet \text{ 교직방향} \\ \frac{V_{saT}}{F_{ASDT}} &= \frac{3,112}{261} = 11.945 > 1.0 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

(3) 콘크리트 파괴

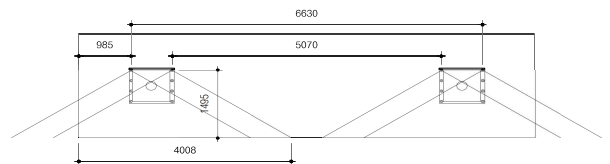
1) 보유성능 :

콘크리트 파괴강도 V_{cbg}

$$\begin{aligned} V_{cbg} &= A_{vc} / A_{cco} \cdot \Phi_{ed,v} \cdot \Phi_{cv} \cdot \Phi_{lv} \cdot V_b \\ A_{vc} &: \text{단일 앵커 또는 앵커그룹의 전단력 방향에 형성되는 전단파괴면 투영면적} \\ A_{cco} &: \text{연단거리, 간격 또는 부재두께에 제한을 받지 않는 단일앵커의 전단력방향 자유단면에 형성되는 전단파괴면 투영면적 (mm}^2\text{)} \\ A_{cco} &= 4.5C_{d1}^2 \\ \Phi_{ed,v} &: \text{연단거리 영향에 대한 전단강도 수정계수} \\ C_{d1} &\geq 1.5C_{d1} \quad , \Phi_{ed,v} = 1.0 \quad , C_{d2} < 1.5C_{d1} \quad , \Phi_{ed,v} = 0.7 + 0.3 \cdot C_{d2}/1.5C_{d1} \\ \Phi_{cv} &: \text{사용하중을 받을 때 콘크리트에 균열이 발생하지 않는 위치의 강도 수정계수} \\ \Phi_{lv} &: h_b < 1.5C_{d1} \text{ 인 경우의 강도 수정계수, 단 } \Phi_{lv} \text{는 1 이상이여야 한다.} \\ V_b &: \text{전단력을 받는 단일 앵커의 기본콘크리트 파괴강도 (kN)} \\ V_b &= 0.6(L/d_s)^{0.2} \sqrt{d_s} \sqrt{f_{ck}} C_{d1}^{1.5} \\ C_{d1} &: \text{앵커볼트 중심에서 하중작용 방향으로 콘크리트 표면까지의 수직거리(mm)} \\ C_{d2} &: \text{앵커볼트 중심에서 하중작용 방향직각방향으로 콘크리트 표면까지의 수직거리(mm)} \\ h_b &: \text{앵커가 정착되는 콘크리트 두께(mm)} \end{aligned}$$

① 교축방향

$$\begin{aligned} C_{d1} &= 1,495 \text{ mm} \\ C_{d1}' &= 1,495 \text{ mm} \\ C_{d2} &= 985 \text{ mm} \\ C_{d2}' &= 985 \text{ mm} \quad \sum S_L = 6630 \text{ mm} \\ S_L &= 690 \text{ mm} \quad 1.5C_{d1} = 2,243 \text{ mm} \\ S_T &= 780 \text{ mm} \quad S_{ax} = 5070 \text{ mm} \\ h_{cop} &= 3,200 \text{ mm} \quad h_b = \text{min}[h_{cop}, 1.5C_{d1}] = 2,243 \text{ mm} \\ \text{투영길이} &= 4,008 \text{ mm} \end{aligned}$$



- 파괴선이 겹치지 않으므로 단일받침 앵커그룹으로 저항

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

$$A_{vco} = 4.5C_{a1}^2 = 4.5 \times 1495^2 = 10,057,613 \text{ mm}^2$$

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

② 교직방향

$$C_{a1} = 1,765 \text{ mm}$$

$$C_{a1}' = 1,765 \text{ mm}$$

$$C_{a2} = 805 \text{ mm}$$

$$C_{a2}' = 805 \text{ mm} \quad \sum S_i = 0 \text{ mm}$$

$$S_L = 690 \text{ mm} \quad 1.5C_{a1} = 2,648 \text{ mm}$$

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

$$h_{cop} = 3,200 \text{ mm} \quad h_b = \min[h_{cop}, 1.5C_{a1}] = 2,648 \text{ mm}$$

$$\text{투영길이} = 2,300 \text{ mm}$$

2) 소요성능 : 앵커부 요구성능

$$\text{교축방향: } F_{AC,DL} = 250 \times 1 = 250 \text{ kN}$$

$$\text{교직방향: } F_{AC,DT} = 261 \times 1 = 261 \text{ kN}$$

3) 평가

$$\text{교축방향} \quad \frac{V_{cbgI}}{F_{AC,DL}} = \frac{779}{250} = 3.121 > 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\text{교직방향} \quad \frac{V_{cbgI}}{F_{AC,DT}} = \frac{462}{261} = 1.773 > 1.0 \quad \text{OK}$$

(4) 콘크리트 프라이 아웃 파괴

1) 보유성능 : 콘크리트 파괴강도 V_{cp}

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

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

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

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

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

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

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

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

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

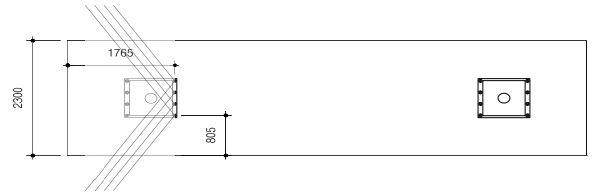
$$C_{min} < 1.5h_{ef} \quad \Phi_{ed,N} = 0.7 + 0.3(C_{min}/1.5h_{ef})$$

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

$$N_b = 3\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1/3} \quad (280 < h_{ef} < 635) \quad N_b = 10\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5}$$

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

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



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

$$1\text{면 } C_{a1} = 1,765 \text{ mm} < 1.5C_{a1} = 2,648 \text{ mm}$$

$$2\text{면 } C_{a2}' = 805 \text{ mm} < 1.5C_{a1} = 2,648 \text{ mm}$$

$$3\text{면 } h_{cop} = 3,200 \text{ mm} > 1.5C_{a1} = 2,648 \text{ mm}$$

- 연단거리 재산정 불필요

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

$$A_{vco} = 4.5C_{a1}^2 = 4.5 \times 1,765^2 = 14,018,513 \text{ mm}^2$$

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

① 교축방향

$$C_{a1} = 1,495 \text{ mm} \quad S_L = 690 \text{ mm}$$

$$C_{a1}' = 1,495 \text{ mm} \quad S_T = 780 \text{ mm}$$

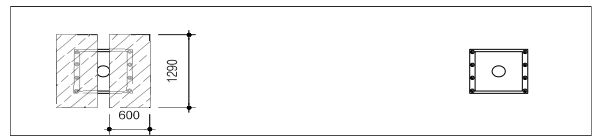
$$C_{a2} = 985 \text{ mm} \quad S_{ax} = 5,070 \text{ mm}$$

$$C_{a2}' = 985 \text{ mm} \quad S_{yy} = 0 \text{ mm}$$

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

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

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



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

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

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

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

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

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

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

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

$$k_{cp} = 2$$

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

- 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

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

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

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

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

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

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

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

- 받침 1기당 보유성능

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

2) 소요성능 : 받침 1기당 평가지진력

F_{ASD}

교축방향:	F _{ASDL}	=	250	kN
교직방향:	F _{ASDT}	=	261	kN

3) 평가

교축방향	$\frac{V_{edbgL}}{F_{ASDL}}$	=	$\frac{1,490}{250}$	=	5.969	>	1.0	OK
교직방향	$\frac{V_{edbgT}}{F_{ASDT}}$	=	$\frac{1,490}{261}$	=	5.717	>	1.0	OK

(5) 받침부 평가 요약

구분		방향	보유성능	소요성능	평가	
받침부	본체	교축	1,406	499	2.817	OK
		교직	1,406	521	2.698	OK
	앵커볼트	교축	3,112	250	12.471	OK
		교직	3,112	261	11.945	OK
	콘크리트	교축	779	250	3.121	OK
		교직	462	261	1.773	OK
	프라이아웃	교축	1,490	250	5.969	OK
		교직	1,490	261	5.717	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[2,287, 731]	=	730.59	kN
• 교직방향	F _{BD}	=	MIN[F _n , V _{comb, Top}]	=	MIN[1,957, 668]	=	667.56	kN

(4) 받침본체 내진성능평가

• 교축방향	$\frac{F_{BC}}{F_{BD}}$	=	$\frac{1,594.80}{730.59}$	=	2.183	>	1.0	OK
• 교축직각방향	$\frac{F_{BC}}{F_{BD}}$	=	$\frac{1,594.80}{667.56}$	=	2.389	>	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 _{uts}	=	860	MPa
앵커의 유효 물림길이	h _{ef}	=	200	mm
코핑부 길이	h _{cop}	=	3200	mm

(2) 강재파괴

1) 보유성능 : 강재강도

V_{sa}

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

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	=	730.59 / 2	=	365	kN
교직방향:	F _{ASDT}	=	F _{BDT} / n ^T	=	667.56 / 2	=	334	kN

3) 평가

교축방향	$\frac{V_{saL}}{F_{ASDL}}$	=	$\frac{3,112}{365}$	=	8.520	>	1.0	OK
교직방향	$\frac{V_{saT}}{F_{ASDT}}$	=	$\frac{3,112}{334}$	=	9.325	>	1.0	OK

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



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

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

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

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

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

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

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

$$k_{cp} = 2$$

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

- 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

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

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

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

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

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

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

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

$$k_{cp} = 2$$

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

- 받침 1기당 보유성능

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

2) 소요성능 : 받침 1기당 평가지진력

F_{ASD}

$$\text{교축방향: } F_{ASDL} = 365 \text{ kN}$$

$$\text{교직방향: } F_{ASDT} = 334 \text{ kN}$$

3) 평가

$$\text{교축방향 } \frac{V_{cpqL}}{F_{ASDL}} = \frac{1,593}{365} = 4.362 > 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\text{교직방향 } \frac{V_{cpqT}}{F_{ASDT}} = \frac{1,593}{334} = 4.774 > 1.0 \quad \text{OK}$$

(5) 받침부 평가 요약

구분		방향	보유성능	소요성능	평가	
받침부	본체	교축	1,595	731	2.183	OK
		교직	1,595	668	2.389	OK
	앵커볼트	교축	3,112	365	8.520	OK
		교직	3,112	334	9.325	OK
	콘크리트	교축	800	365	2.190	OK
		교직	459	334	1.375	OK
	프라이아웃	교축	1,593	365	4.362	OK
		교직	1,593	334	4.774	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}

$$\begin{aligned} &\bullet \text{ 교축방향} \\ &F_{BD} = \min[F_n, V_{\text{comb,Top}}] \\ &= \min[2,746, 619] = 618.96 \text{ kN} \\ &\bullet \text{ 교직방향} \\ &F_{BD} = \min[F_n, V_{\text{comb,Top}}] \\ &= \min[2,284, 595] = 594.62 \text{ kN} \end{aligned}$$

(4) 받침본체 내진성능평가

$$\begin{aligned} &\bullet \text{ 교축방향} \\ &\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{1,594.80}{618.96} = 2.577 > 1.0 \quad \text{OK} \\ &\bullet \text{ 교축직각방향} \\ &\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{1,594.80}{594.62} = 2.682 > 1.0 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

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 = 618.96 / 2 = 309 kN
교직방향:	F _{ASDT}	= F _{BDT} / n ^T = 594.62 / 2 = 297 kN

3) 평가

교축방향	$\frac{V_{saL}}{F_{ASDL}} = \frac{3,112}{309} = 10.057 > 1.0$	OK
교직방향	$\frac{V_{saT}}{F_{ASDT}} = \frac{3,112}{297} = 10.469 > 1.0$	OK

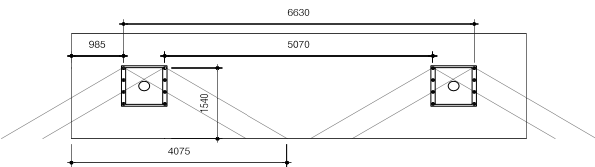
(3) 콘크리트 파괴

1) 보유성능 : 콘크리트 파괴강도 V_{cbg}

V _{cbg}	=	A _{vc} / A _{cco} * Φ _{ed,v} * Φ _{cv} * Φ _{lv} * 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 _{lv}	:	h _b < 1.5C _{a1} 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 _e /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

$$V_{b1} = 0.6(l_e/d_s)^{0.2} \sqrt{d_s} \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5}$$
$$= 0.6 \frac{200}{60}^{0.2} X \sqrt{60} X \sqrt{24} X 1540^{1.5}$$

$$= 1,750.61 \text{ kN}$$

$$V_{b2} = 3.7 \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5}$$
$$= 3.7 X \sqrt{24} X 1,540^{1.5}$$

$$= 1,095.44 \text{ kN}$$

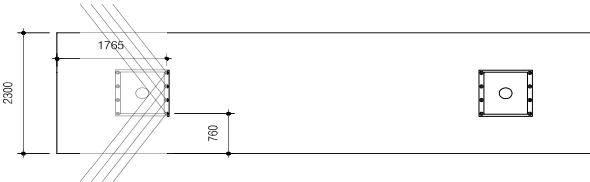
$$\Phi_{ed,v} = 0.828 \quad \Phi_{h,v} = 1.000$$

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

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

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 가장자리외 영향을 받지 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

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

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

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

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

$$\Phi_{ed,v} = 0.786 \quad \Phi_{h,v} = 1.000$$

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

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

2) 소요성능 : 앵커부 요구성능

교축방향: $F_{AC,DL} = 309 \times 1 = 309 \text{ kN}$
교직방향: $F_{AC,DT} = 297 \times 1 = 297 \text{ kN}$

3) 평가

교축방향 $\frac{V_{cbg, L}}{F_{AC, DL}} = \frac{800}{309} = 2.585 > 1.0 \quad \text{OK}$
교직방향 $\frac{V_{cbg, T}}{F_{AC, DT}} = \frac{459}{297} = 1.544 > 1.0 \quad \text{OK}$

(4) 콘크리트 프라이아웃 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} : 단단거리 또는 간격에 제한을 받지 않는 경우에 인장강도산정을 위한
단일 앵커의 콘크리트 파괴면 투영면적(mm^2) $A_{nco} = 9h_{ef}^2$

$\phi_{ed, N}$: 단단거리 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

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

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

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

① 교축방향

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



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

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

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

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

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

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

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

$k_{cp} = 2$

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

- 받침 1기당 보유성능

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

② 교직방향

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



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

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

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

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

$k_{cp} = 2$

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

- 받침 1기당 보유성능

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

2) 소요성능 : 받침 1기당 평가지진력

F_{ASD}

교축방향: $F_{ASDL} = 309 \text{ kN}$

교직방향: $F_{ASDT} = 297 \text{ kN}$

3) 평가

교축방향 $\frac{V_{cbg, L}}{F_{ASDL}} = \frac{1,593}{309} = 5.149 > 1.0 \quad \text{OK}$

교직방향 $\frac{V_{cbg, T}}{F_{ASDT}} = \frac{1,593}{297} = 5.360 > 1.0 \quad \text{OK}$

(5) 받침부 평가 요약

구분		방향	보유성능	소요성능	평가	
받침부	본체	교축	1,595	619	2.577	OK
		교직	1,595	595	2.682	OK
	앵커볼트	교축	3,112	309	10.057	OK
		교직	3,112	297	10.469	OK
	콘크리트	교축	800	309	2.585	OK
		교직	459	297	1.544	OK
	프라이아웃	교축	1,593	309	5.149	OK
		교직	1,593	297	5.360	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 = 300.00 kN
- 교직방향
 f_b = 300.00 kN

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

- 교축방향
 F_{BC} = 300.00 X 2 = 600.00 kN
- 교직방향
 F_{BC} = 300.00 X 2 = 600.00 kN

(3) 소요성능 : 받침부 평가지진력 F_{BD}

- 교축방향
 F_{BD} = $[V]_{comb,Top}$ = 175.07 kN
- 교직방향
 F_{BD} = $[V]_{comb,Top}$ = 182.31 kN

(4) 받침본체 내진성능평가

- 교축방향
 $\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{600.00}{175.07} = 3.427 > 1.0$ OK
- 교축직각방향
 $\frac{F_{BC}}{F_{BD}} = \frac{600.00}{182.31} = 3.291 > 1.0$ OK

10.4.2 받침본체 앵커

(1) 받침제원

본체규격

C	=	390	mm	받침 교축방향 길이 (하판)
B	=	390	mm	받침 교축직각방향 길이 (하판)
d _s	=	50	mm	받침부 앵커소켓 직경
d _b	=	32	mm	받침부 앵커볼트 직경
h _{ef}	=	130	mm	받침부 앵커 근입 길이
S _L	=	320	mm	받침 교축방향 앵커 간격
S _T	=	320	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}	=	130	mm
교대부 길이	h _{cop}	=	3184	mm

(2) 강재파괴

1) 보유성능 : 강재강도	V _{sa}	
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 = 175.07 / 2	= 88 kN
교직방향: F _{ASDT}	= F _{BDT} / n ^T = 182.31 / 2	= 91 kN

3) 평가

교축방향	$\frac{V_{saL}}{F_{ASDL}} = \frac{2,767}{88}$	= 31.606	>	1.0	OK
교직방향	$\frac{V_{saT}}{F_{ASDT}} = \frac{2,767}{91}$	= 30.351	>	1.0	OK

(3) 콘크리트 파괴

1) 보유성능 : 콘크리트 파괴강도 V_{cbg}

$$V_{cbg} = A_{vc} / A_{cco} * \Phi_{edv} * \Phi_{cv} * \Phi_{lv} * V_b$$

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)

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

Φ_{edv} : 연단거리 영향에 대한 전단강도 수정계수

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

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

Φ_{lv} : h_b < 1.5C_{a1} 인 경우의 강도 수정계수, 단 Φ_{lv}는 1 이상이어야 한다.

V_b : 전단력을 받는 단일 앵커의 기본콘크리트 파괴강도 (kN)

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

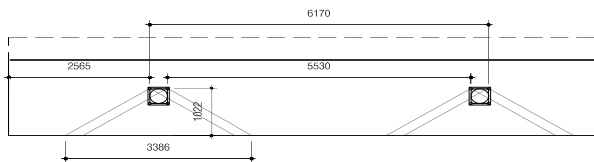
C_{a1} : 앵커볼트 중심에서 하중작용 방향으로 콘크리트 표면까지의 수직거리(mm)

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

h_b : 앵커가 정착되는 콘크리트 두께(mm)

① 교축방향

C _{a1}	=	1,022	mm
C _{a1'}	=	1,022	mm
C _{a2}	=	2,565	mm
C _{a2'}	=	2,565	mm
S _L	=	320	mm
S _T	=	320	mm
h _{cop}	=	3,184	mm
투영길이	=	3,386	mm
ΣS _L	=	6170	mm
1.5C _{a1}	=	1,533	mm
S _{ax}	=	5530	mm
h _b =min[h _{cop} , 1.5C _{a1}]	=	1,533	mm



∴ 파괴선이 겹치지 않으므로 단일받침 앵커그룹으로 저항

A _{vc}	=	5,190,738	mm ²
A _{cco}	=	4.5C _{a1} ²	= 4,700,178 mm ²
check A _{vc} < n A _{cco}	=	5,190,738 < 2 X 4,700,178	= 9,400,356 mm ²

$$V_{b1} = 0.6(L/d_s)^{0.2} \sqrt{d_b} \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5} = 0.6 \frac{130}{50}^{0.2} X \sqrt{50} X \sqrt{24} X 1022^{1.5} = 822.08 \text{ kN}$$

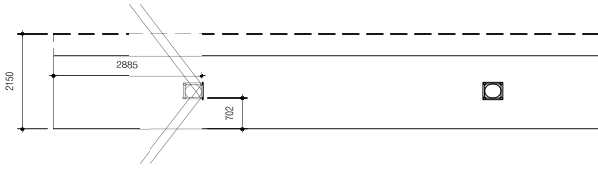
$$V_{b2} = 3.7 \sqrt{f_{ck}} C_{a1}^{1.5} = 3.7 X \sqrt{24} X 1022^{1.5} = 592.22 \text{ kN}$$

$$\Phi_{edv} = 1.000 \quad \Phi_{lv} = 1.000$$
$$l_e = \text{MIN}[h_{ef}, 8d_s] = 130 \text{ mm}$$

$$V'_{cbg} = A_{vc} / A_{cco} * \Phi_{edv} * \Phi_{cv} * \Phi_{lv} * \text{MIN}(V_{b1}, V_{b2})$$
$$= \frac{5,190,738}{4,700,178} X 1.000 X 1.000 X 1.000 X 592 = 654 \text{ kN}$$

② 교직방향

C _{a1}	=	2,885	mm
C _{a1'}	=	2,123	mm
C _{a2}	=	702	mm
C _{a2'}	=	702	mm
S _L	=	320	mm
S _T	=	320	mm
h _{cop}	=	3,184	mm
투영길이	=	2,150	mm
ΣS _L	=	0	mm
1.5C _{a1}	=	4,328	mm
S _{ay}	=	0	mm
h _b =min[h _{cop} , 1.5C _{a1}]	=	3,184	mm



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

1면	C_{s1}	=	2,885	mm	<	$1.5C_{s1}$	=	4,328	mm
2면	C_{s2}'	=	702	mm	<	$1.5C_{s1}$	=	4,328	mm
3면	h_{ef}	=	3,184	mm	<	$1.5C_{s1}$	=	4,328	mm

- 3면이 가장자리의 영향을 받으므로 하중작용방향으로 연단거리 재산정

$$A_{vc} = 6,845,600 \text{ mm}^2$$

$$A_{vco} = 4.5C_{s1}^2 = 4.5 \times 2,123^2 = 20,275,712 \text{ mm}^2$$

check $A_{vc} < n A_{vco} = 6,845,600 < 2 \times 20,275,712 = 40,551,424 \text{ mm}^2$

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

$$= 0.6 \times \frac{130}{50}^{0.2} \times \sqrt{50} \times \sqrt{24} \times 2,123^{1.5} = 2,460.70 \text{ kN}$$

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

$$= 3.7 \times \sqrt{24} \times 2,123^{1.5} = 1,772.68 \text{ kN}$$

$$\Phi_{ed,v} = 0.766 \quad \Phi_{h,v} = 1.000$$

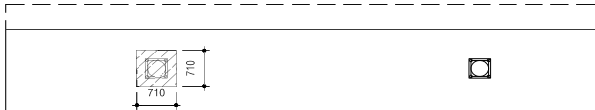
$$l_e = \text{MIN}[h_{ef}, 8d_s] = 130 \text{ mm}$$

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

$$= \frac{6,845,600}{20,275,712} \times 0.766 \times 1.000 \times 1.000 \times 1,773 = 459 \text{ kN}$$

① 교축방향

C_{s1}	=	1,022	mm	S_L	=	320	mm
C_{s1}'	=	1,022	mm	S_T	=	320	mm
C_{s2}	=	2,565	mm	S_{sk}	=	5,530	mm
C_{s2}'	=	2,565	mm	S_{sy}	=	0	mm
h_{ef}	=	130	mm	h_{ef}'	=	130	mm (유효문힘깊이)
$1.5h_{ef}$	=	195.0	mm	$1.5h_{ef}'$	=	195.0	mm
$2 \times 1.5h_{ef}$	=	390.0	mm	$2 \times 1.5h_{ef}'$	=	390.0	mm



$$h_{ef} = 130 \text{ mm}$$

$$A_{vc} = 504,100 \text{ mm}^2 \text{ (투영면적 산정, 삽도참조)}$$

$$A_{vco} = 9h_{ef}^2 = 152,100 \text{ mm}^2$$

check $A_{vc} < n A_{vco} = 504,100 < 4 \times 152,100 = 608,400 \text{ mm}^2$

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

$$N_b = 10\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5} = 72.61 \text{ kN}$$

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

$$= \frac{504,100}{152,100} \times 1.000 \times 1.250 \times 72.6 = 301 \text{ kN}$$

$$k_{cp} = 2$$

$$V_{cp} = k_{cp} \times N_{cbg} = 2 \times 301 = 602 \text{ kN}$$

- 받침 1기당 보유성능

$$V_{cp} / N \text{ (받침개수)} = 602 / 1 = 602 \text{ kN}$$

2) 소요성능 : 앵커부 요구성능

$$\text{교축방향: } F_{ACDL} = 88 \times 1 = 88 \text{ kN}$$

$$\text{교직방향: } F_{ACDT} = 91 \times 1 = 91 \text{ kN}$$

3) 평가

$$\text{교축방향: } \frac{V_{cbgI}}{F_{ACDL}} = \frac{654}{88} = 7.472 > 1.0 \text{ OK}$$

$$\text{교직방향: } \frac{V_{cbgT}}{F_{ACDT}} = \frac{459}{91} = 5.030 > 1.0 \text{ OK}$$

(4) 콘크리트 프라이아웃 파괴

1) 보유성능 : 콘크리트 파괴강도 V_{cp}

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

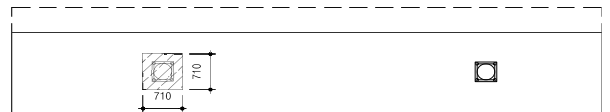
$$N_b = 3.9\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5} \quad (280 < h_{ef} < 635) \quad N_b = 10\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5}$$

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

$$\text{산설치앵커: } \Phi_{c,N} = 1.25 \quad \text{후설치앵커: } \Phi_{c,N} = 1.40$$

② 교직방향

C_{s1}	=	2,885	mm	S_L	=	320	mm
C_{s1}'	=	2,123	mm	S_T	=	320	mm
C_{s2}	=	702	mm	S_{sk}	=	5,530	mm
C_{s2}'	=	702	mm	S_{sy}	=	0	mm
h_{ef}	=	130	mm	h_{ef}'	=	130	mm (유효문힘깊이)
$1.5h_{ef}$	=	195.0	mm	$1.5h_{ef}'$	=	195.0	mm
$2 \times 1.5h_{ef}$	=	390.0	mm	$2 \times 1.5h_{ef}'$	=	390.0	mm



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

1면	C_{s1}	=	2,123	mm	>	$1.5h_{ef}$	=	195.0	mm
2면	C_{s2}	=	702	mm	>	$1.5h_{ef}$	=	195.0	mm
3면	C_{s2}'	=	702	mm	>	$1.5h_{ef}$	=	195.0	mm
4면	$S_T + S_{sk}$	=	5,850	mm	>	$2 \times 1.5h_{ef}$	=	390.0	mm
	S_{sy}	=	0	mm	<	$2 \times 1.5h_{ef}$	=	390.0	mm

- 앵커의 유효문힘깊이 h_{ef} 재산정 불필요

$$\therefore h_{ef} = 130 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 A_{yc} &= 504,100 \text{ mm}^2 \quad (\text{투영면적 산정; 삼도참조}) \\
 A_{yco} &= 9h_w^2 = 152,100 \text{ mm}^2 \\
 \text{check } A_{yc} &< n A_{yco} = 504,100 < 4 \times 152,100 = 608,400 \text{ mm}^2 \\
 \varphi_{ed,N} &= 1.000 \quad \varphi_{c,N} = 1.250 \\
 N_b &= 10\sqrt{f_{ck}} f_{cd}^{1.5} = 72.61 \text{ kN} \\
 N_{c,bg} &= A_{yc}/A_{yco} \cdot \varphi_{ed,N} \cdot \varphi_{c,N} \cdot N_b \\
 &= \frac{504,100}{152,100} \times 1.000 \times 1.250 \times 72.6 = 301 \text{ kN} \\
 k_{cp} &= 2 \\
 V_{cpg} &= k_{cp} \cdot N_{c,bg} = 2 \times 301 = 602 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- 받침 1기당 보유성능

$$V_{cpg} / N \text{ (받침개수)} = 602 / 1 = 602 \text{ kN}$$

2) 소요성능 : 받침 1기당 평가지진력

$$\begin{aligned}
 \text{교축방향: } F_{ASDL} &= 88 \text{ kN} \\
 \text{교직방향: } F_{ASDT} &= 91 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

3) 평가

$$\begin{aligned}
 \text{교축방향 } \frac{V_{cpgL}}{F_{ASDL}} &= \frac{602}{88} = 6.873 > 1.0 \quad \text{OK} \\
 \text{교직방향 } \frac{V_{cpgT}}{F_{ASDT}} &= \frac{602}{91} = 6.600 > 1.0 \quad \text{OK}
 \end{aligned}$$

(5) 받침부 평가 요약

구분		방향	보유성능	소요성능	평가	
받침부	본체	교축	600	175	3.427	OK
		교직	600	182	3.291	OK
	앵커볼트	교축	2,767	88	31.606	OK
		교직	2,767	91	30.351	OK
	콘크리트	교축	654	88	7.472	OK
		교직	459	91	5.030	OK
	프라이아웃	교축	602	88	6.873	OK
		교직	602	91	6.600	OK

11. 기초부 평가

- 지진력 산정

- 교축 및 교축직각방향의 탄성지진력과 교각의 단면강도를 비교하여 작은것을 지진하중으로 하고 이 하중을 기본으로 하여 기초부에 요구되는 소요성능을 산정하였다.

(1) P1

• 기초부 교축방향

$$\begin{aligned}
 M_{1E} &= \text{Min} [M_{1E}^1, M_{1E,comb}^1] = \text{Min} [19,698, 8,316] \\
 &= 8,316 \text{ kNm} \\
 V_{1E} &= \text{Min} [V_{1E}^1, V_{1E,comb}^1] = \text{Min} [1,696, 690] \\
 &= 690 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

• 기초부 교직방향

$$\begin{aligned}
 M_{1E} &= \text{Min} [M_{1E}^1, M_{1E,comb}^1] = \text{Min} [19,752, 8,270] \\
 &= 8,270 \text{ kNm} \\
 V_{1E} &= \text{Min} [V_{1E}^1, V_{1E,comb}^1] = \text{Min} [1,512, 971] \\
 &= 971 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

1) 교축방향 지진력

• 교각하단의 작용력

$$\begin{aligned}
 \text{- 연직력 : } N &= 9,079 \times 1 = 9,079 \text{ kN} \\
 \text{- 수평력 : } H &= 690 \times 1 = 690 \text{ kN} \\
 \text{- 모멘트 : } M &= 8,316 \times 1 = 8,316 \text{ kN-m}
 \end{aligned}$$

2) 교축직각방향 지진력

• 교각하단의 작용력

$$\begin{aligned}
 \text{- 연직력 : } N &= 9,079 \times 1 = 9,079 \text{ kN} \\
 \text{- 수평력 : } H &= 971 \times 1 = 971 \text{ kN} \\
 \text{- 모멘트 : } M &= 8,270 \times 1 = 8,270 \text{ kN-m}
 \end{aligned}$$

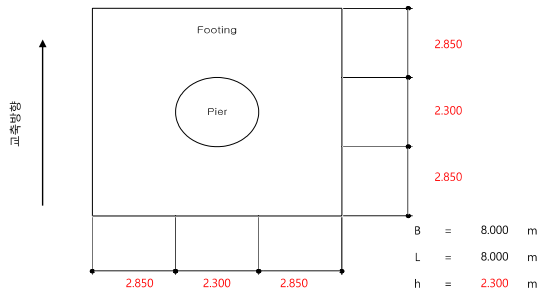
3) 기초 하단 지진력

구분	연직력 N(kN)	수평력 H(kN)	모멘트 M(kN-m)	비고
교축방향	9,079	690	8,316	
교축직각방향	9,079	971	8,270	

11. 기초부 평가

11.1 교각 1

11.1.1 검토조건



11.1.2 내진성능평가

1) 기초의 두께 검토

구분	계산과정	결과
$\beta\lambda$	0.469 < 1.000	강제취급
β	$\beta = \sqrt[4]{(3 \times k) / (E \times h^3)}$	0.165 m ⁻¹
k	$k = K_v = K_{v0} \times (B_v / 0.3)^{-3/4}$	79535 kN/m ³
K_{v0}	$K_{v0} = 1 / 0.3 \times \alpha \times E_0$	933333 kN/m ³
E_0	$E_0 = 2800 \times N$	140000 kN/m ²
E	$E = 8,500^3 / f_{cu}$	26702 Mpa
λ	$\lambda = \text{Max}[l_b]$	2.850 m

2) 안정성 검토

(a) 전도에 대한 안정성 검토

① 전도에 대한 안정성 검토

구분	계산과정	결과
교축	$e_t = M_t / V = 0.578 \leq 3.200$	O.K
교축직각	$e_t = M_t / V = 0.613 \leq 3.200$	O.K

※ 지진시 직접기초에 작용하는 하중의 합력이 작용하는 위치는 바닥관 중심

으로부터 바닥관 폭×0.4 이내에 있어야 한다. (e < B×0.4)

(b) 지지력에 대한 안정성 검토

① 극한지지력 산정에 필요한 공통사항

- 하중의 편심을 고려한 기초의 유효재하폭,

$$B_f = B_f - 2 \times e_1 = 6.844 \text{ m}$$

- 하중의 편심을 고려한 기초의 유효재하깊이,

$$L_f = L_f - 2 \times e_2 = 6.774 \text{ m}$$

- 기초의 균일깊이, $D_f = 6.150 \text{ m}$

- 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	$q_u = \alpha \times c \times N_c + \beta \times \gamma_2 \times B_f \times N_r + \gamma_1 \times D_f \times N_q$	7.819 MPa
교 축 직각	$q_u = \alpha \times c \times N_c + \beta \times \gamma_2 \times B_f \times N_r + \gamma_1 \times D_f \times N_q$	7.819 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	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot B_f \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot i_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q$	10.744 MPa
교 축 직각	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot B_f \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot i_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q$	10.744 MPa

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

교 축 방향 형상계수, $s_c = 1 + 0.2 \times K_p \times B_f / L_f = 1.746$

$s_r = s_q = 1 + 0.1 \times K_p \times B_f / L_f = 1.373$

교 축 직각 방향 형상계수, $s_c = 1 + 0.2 \times K_p \times B_f / L_f = 1.746$

$s_r = s_q = 1 + 0.1 \times K_p \times B_f / L_f = 1.373$

교 축 방향 깊이계수, $d_c = 1 + 0.2 \times D_f / B \times \sqrt{K_p} = 1.295$

$d_r = d_q = 1 + 0.1 \times D_f / B \times \sqrt{K_p} = 1.148$

교 축 직각 방향 깊이계수, $d_c = 1 + 0.2 \times D_f / B \times \sqrt{K_p} = 1.295$

$d_r = d_q = 1 + 0.1 \times D_f / B \times \sqrt{K_p} = 1.148$

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	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot g_c \cdot b_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot B_f \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot g_r \cdot b_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot g_q \cdot b_q$	8.744 MPa
교 축 직각	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot g_c \cdot b_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot B_f \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot g_r \cdot b_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot g_q \cdot b_q$	8.744 MPa

여기서는 경사계수 미고려

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

교 축 방향 형상계수, $s_c = 1 + B_f / L_f \times N_q / N_c = 1.730$

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

$s_q = 1 + B_f / L_f \times \tan \phi = 1.707$

교 축 직각 방향 형상계수, $s_c = 1 + B_f / L_f \times N_q / N_c = 1.730$

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

$s_q = 1 + B_f / L_f \times \tan \phi = 1.707$

교 축 방향 깊이계수, $(D_f \leq B_f)$

$d_c = 1 + 0.4 \times D_f / B = 1.308$

$d_r = 1 + 2 \times \tan \phi \times (1 - \sin \phi)^2 \times D_f / B = 1.196$

$d_q = 1 = 1.000$

교 축 직각 방향 깊이계수, $(D_f \leq L_f)$

$d_c = 1 + 0.4 \times D_f / B = 1.308$

$d_r = 1 + 2 \times \tan \phi \times (1 - \sin \phi)^2 \times D_f / B = 1.196$

$d_q = 1 = 1.000$

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	7.819 MPa	10.744 MPa	8.744 MPa	9.102 MPa
교 축 직각	7.819 MPa	10.744 MPa	8.744 MPa	9.102 MPa

⑥ 지반반력 산정

구 분	구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	작용폭	$x_L = 3 \times (B/2 - e) = 10.266$	> 8.000
	지반반력	$q_{\max, \min} = (V/L/B) \pm (6 \times ML/L/B^2)$	$q_{\max} = 0.384 \text{ MPa}$
			$q_{\min} = 0.152 \text{ MPa}$
교 축 직각	작용폭	$x_L = 3 \times (L/2 - e) = 10.161$	> 8.000
	지반반력	$q_{\max, \min} = (V/B/L) \pm (6 \times MT/B/L^2)$	$q_{\max} = 0.391 \text{ MPa}$
			$q_{\min} = 0.145 \text{ MPa}$

⑦ 지지력에 대한 안정성 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	$q_u / q_a = 23.716$	≥ 2.000
교 축 직각	$q_u / q_a = 23.289$	≥ 2.000

(c) 활동에 대한 안정성 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	$H_c / H_L = 14.892$	≥ 1.200
교 축 직각	$H_c / H_L = 10.588$	≥ 1.200

여기서,

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

기초저면과 지반의 부착력, $c_0 = 0$

기초저면과 지반과의 마찰계수, $\tan \phi_0 = 0.6$

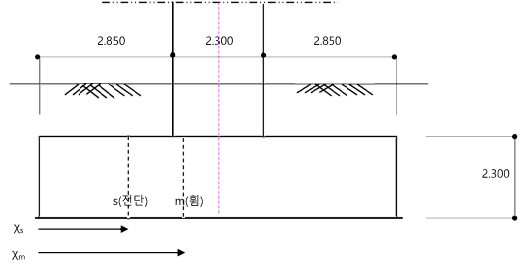
3) 단면 검토

(a) 교 축 방향

① 위험단면 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$X_m = 2.850 + (2.300 - 2.038)/2$	2.981 m
전단	$X_s = 2.981 - 2.200/2$	1.881 m

② 교 축 방향 위험단면



③ 위험단면에서의 반력크기

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$q_m = ((q_{\max} - q_{\min}) \times (X_c - X_m) / X_c) + q_{\min}$	0.316 MPa
전단	$q_s = ((q_{\max} - q_{\min}) \times (X_c - X_s) / X_c) + q_{\min}$	0.341 MPa

④ 단면력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
기초자중에 의한 단면력	$M_{기중} = h \times X_{m1} \times L \times \gamma_L \times 1$	2044 kN-m
	$V_{기중} = h \times X_s \times L \times \gamma_L$	865 kN
상재하중에 의한 단면력	$M_{상재} = h' \times X_{m1} \times L \times \gamma_L \times 1$	2600 kN-m
	$V_{상재} = h' \times X_s \times L \times \gamma_L$	1101 kN
지반반력에 의한 단면력	$M_{지반} = [q_m \times X_{m1}^2 / 2 + (q_{\max} - q_m) / 2 \times 2 \times X_{m1}^2 / 3] \times L$	12843 kN-m
	$V_{지반} = (q_s \times X_s + (q_{\max} - q_s) / 2 \times X_s) \times L$	5455 kN
기초의 단면력	$M_u = M_{지반} - M_{기중} - M_{상재}$	8199 kN-m
	$V_u = V_{지반} - V_{기중} - V_{상재}$	3489 kN

⑤ 단면 검토

구 분	계 산 과 정				결 과
휨	ΦM_n	=	15197	≥	8199
전단	ΦV_n	=	15242	≥	3489

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

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

f_{ck}	=	27	Mpa	f_y	=	300	Mpa
b	=	8000	mm	d	=	2200	mm
Φf	=	1.000		Φv	=	1.000	

- 휨 검토 1단 : D 22 - 60 ea

A_s	=	23226	mm ²
a	=	38.0	mm

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

- 전단 검토

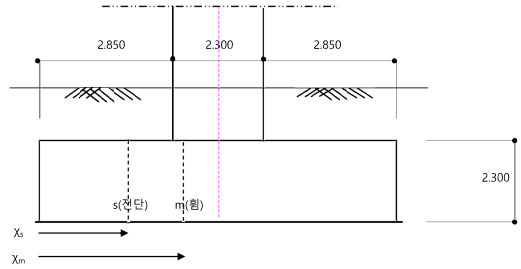
$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 15242 \text{ kN}$$

(b) 교축직각방향

① 위험단면 선정

구 분	계 산 과 정				결 과
휨	X_m	=	2.850 + (2.300 - 2.038)/2		2.981 m
전단	X_u	=	2.981 - 2.175/2		1.893 m

② 교축직각방향 위험단면



③ 위험단면에서의 반력크기

구 분	계 산 과 정				결 과
휨	q_m	=	$((q_{max} - q_{min}) \times (X_l - X_u) / X_l) + q_{min}$		0.319 MPa
전단	q_s	=	$((q_{max} - q_{min}) \times (X_l - X_u) / X_l) + q_{min}$		0.345 MPa

④ 단면력 산정

구 분	계 산 과 정				결 과
기초자중에 의한 단면력	$M_{기초}$	=	$h \times X_{cm} \times B \times \gamma_c \times l$		2044 kN-m
	$V_{기초}$	=	$h \times X_u \times B \times \gamma_c$		871 kN
상재하중에 의한 단면력	$M_{상재}$	=	$h' \times X_{cm} \times B \times \gamma_t \times l$		2600 kN-m
	$V_{상재}$	=	$h' \times X_u \times B \times \gamma_t$		1108 kN
지반반력에 의한 단면력	$M_{지반}$	=	$[q_m \times X_{cm}^2 / 2 + (q_{max} - q_m) / 2 \times 2 \times X_{cm}^2 / 3] \times B$		13036 kN-m
	$V_{지반}$	=	$(q_s \times X_u + (q_{max} - q_s) / 2 \times X_u) \times B$		5573 kN
기초의 단면력	M_u	=	$M_{지반} - M_{기초} - M_{상재}$		8392 kN-m
	V_u	=	$V_{지반} - V_{기초} - V_{상재}$		3594 kN

⑤ 단면 검토

구 분	계 산 과 정				결 과
휨	ΦM_n	=	15023	≥	8392
전단	ΦV_n	=	15069	≥	3594

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

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

f_{ck}	=	27	Mpa	f_y	=	300	Mpa
b	=	8000	mm	d	=	2175	mm
Φf	=	1.000		Φv	=	1.000	

- 휨 검토 1단 : D 22 - 60 ea

A_s	=	23226	mm ²
a	=	38.0	mm

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

- 전단 검토

$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 15069 \text{ kN}$$

4) 결과 요약

구 분			보유성능	소요성능	S.F	판정
안정성 검토	전도	교축	3.200	0.578	5.537	O.K
		교축직각	3.200	0.613	5.221	O.K
	지지력	교축	23.716	2.000	11.858	O.K
		교축직각	23.289	2.000	11.645	O.K
	활동	교축	14.892	1.200	12.410	O.K
		교축직각	10.588	1.200	8.824	O.K
단면 검토	휨	교축	15197	8199	1.853	O.K
		교축직각	15023	8392	1.790	O.K
	전단	교축	15242	3489	4.368	O.K
		교축직각	15069	3594	4.193	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

$M'_{\pm}$	=	$\text{Min} [M'_{\pm}, M'_{\pm,comb}]$	=	$\text{Min} [19,417, 8,926]$
$V'_{\pm}$	=	$\text{Min} [V'_{\pm}, V'_{\pm,comb}]$	=	$\text{Min} [2,287, 1,254]$

• 기초부 교직방향

$M'_{\pm}$	=	$\text{Min} [M'_{\pm}, M'_{\pm,comb}]$	=	$\text{Min} [19,450, 10,008]$
$V'_{\pm}$	=	$\text{Min} [V'_{\pm}, V'_{\pm,comb}]$	=	$\text{Min} [1,957, 1,147]$

1) 교축방향 지진력

• 교각하단의 작용력

- 연직력	: N	=	8,573	×	1	=	8,573 kN
- 수평력	: H	=	1,254	×	1	=	1,254 kN
- 모멘트	: M	=	8,926	×	1	=	8,926 kN-m

2) 교축직각방향 지진력

• 교각하단의 작용력

- 연직력	: N	=	8,573	×	1	=	8,573 kN
- 수평력	: H	=	1,147	×	1	=	1,147 kN
- 모멘트	: M	=	10,008	×	1	=	10,008 kN-m

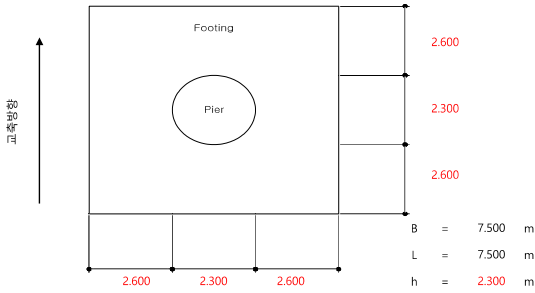
3) 기초 하단 지진력

구 분	연직력 N(kN)	수평력 H(kN)	모멘트 M(kN-m)	비 고
교 축 방 향	8,573	1,254	8,926	
교축직각방향	8,573	1,147	10,008	

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	$\gamma/n \times R_u$	4127 kN
Ra	말뚝의 허용연직압축지지력	
γ	극한지지력 추정법의 상위에 의한 안전율의 보정계수 ($\gamma = 1.0$)	
n	안전율 (지진시의 경우 지진시 ; $n = 2$)	
R_u	지반조건에 따라 결정되는 말뚝의 극한지지력	
	$R_u = qd + U \times \sum (l_i \cdot f_i)$	= 8253 kN
qd	말뚝 선단 지반의 극한지지력	
	$qd = \alpha \times q_u \times A$	= 7094 kN
α	감소계수는 0.2~0.5의 값을 가지며 평균값 0.35의 값을 적용	
q_u	말뚝 선단 지반의 일축압축강도	= 100000 kN/m ²
A	말뚝의 선단면적	
	$A = \pi \times D^2$	= 0.203 m ²
U	말뚝의 둘레길이	= 1.596 m
l_i	주면마찰력을 고려하는 층의 두께	
f_i	주면마찰력을 고려하는 층의 최대 주면마찰력	

β	$= \sqrt[4]{[(kh \times D)/(4 \times Ep \times l_p)]}$	= 0.9592 m ⁻¹
kh	$= kh0 \times (BH/0.3)^{-3/4}$	= 449959 kN/m ³
kh0	$= 1/0.3 \times \alpha \times Eo$ (지진시 $\alpha=2$)	= 933333 kN/m ³
Eo	$= 2800 \times N$ (1/β 깊이에서의 N치)	= 140000 kN/m ²
BH	$= \sqrt{(D/\beta)}$ (β _{상시} 적용)	= 0.7936 m
β _{상시}	$= \sqrt[4]{[(\alpha \times Eo)^5 \times D^5]/(0.3^2 \times 2^{16} \times (Ep \times l_p)^5)}$	= 0.8066 m ⁻¹
Ep	말뚝의 탄성계수	= 200000 N/mm ²
lp	말뚝의 단면 2차 모멘트	= 0.000338 m ⁴

(c) 기초의 두께 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
βλ	0.389 < 1.000	강제취급
β	$= \sqrt[4]{[(3 \times k)/(E \times h^3)]}$	= 0.149 m ⁻¹
k	$= Kp = Kv \times (m \times n)/(B \times L)$	= 54032 kN/m ³
E	$= 8,500 \times \sqrt{f_{cu}}$	= 26702 Mpa
λ	$= \text{Max}[l, b]$	= 2.600 m
h	직접기초의 두께	= 2.300 m

(d) 말뚝머리의 안정성 검토

① 무리말뚝 원점의 변위량(δ_x, δ_y, α) 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	$A_{xx} \times \delta_x + A_{xy} \times \delta_y - A_{\alpha\alpha} \times \alpha = V$	δ _x = 0.000611 m
	$A_{yx} \times \delta_x + A_{yy} \times \delta_y - A_{\alpha\alpha} \times \alpha = H_{교축}$	δ _y = 0.005074 m
	$A_{\alpha x} \times \delta_x + A_{\alpha y} \times \delta_y - A_{\alpha\alpha} \times \alpha = M_{교축}$	α= 0.000768 rad
교 축 직 각	$A_{xx} \times \delta_x + A_{xy} \times \delta_y - A_{\alpha\alpha} \times \alpha = V$	δ _x = 0.000618 m
	$A_{yx} \times \delta_x + A_{yy} \times \delta_y - A_{\alpha\alpha} \times \alpha = H_{교축직각}$	δ _y = 0.005074 m
	$A_{\alpha x} \times \delta_x + A_{\alpha y} \times \delta_y - A_{\alpha\alpha} \times \alpha = M_{교축직각}$	α= 0.000816 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 층	li (m)	N	fi (kN/m ²)	li·fi (kN/m)
사질토	4.200	30	60	252.00
자갈층	2.800	30	60	168.00
풍화암	3.063	50	100	306.30
Σ(li·fi) =				726.30

⑤ 말뚝의 허용연직인발지지력(Pa)

구 분	계 산 과 정	결 과
Pa	$1/n \times Pu + W$	437 kN
Pa	말뚝의 허용연직인발지지력	
n	안전율 (지진시 ; $n = 3$)	
Pu	말뚝의 극한인발력	
	$Pu = U \times \sum (l_i \cdot f_i)$	= 1159 kN
W	말뚝의 유효중량	
		= 51 kN

(b) 말뚝의 스프링정수 산정

① 말뚝의 축방향 스프링정수(Kv)

구 분	계 산 과 정	결 과
Kv	$a \times Ap \times Ep/L$	121572 kN/m
a	$a = 0.010 \times (L/D) + 0.36$	= 0.560
do	부식을 고려한 지름	= 504 mm
Ap	말뚝의 순단면적	= 10930 mm ²
Ep	말뚝의 탄성계수	= 200000 N/mm ²
L	말뚝 길이	= 10063 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
$A_{xy}A_{yx}$	$\sum (K_2 \cos \theta_i - K_1 \sin \theta_i) \cos \theta_i$	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}	$\sum (K_2 \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)$	3039297
$A_{y\alpha}A_{\alpha y}$	$\sum \{K_2 \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i\} x_i + K_2 \sin \theta_i$	0
$A_{\alpha\alpha}$	$\sum \{K_2 \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i\} x_i^2 + (K_2 + K_1) x_i \sin \theta_i + K_4\}$	17841412

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	607859	0	6489047
2열	5	1.550	1191512	0	-621098	607859	0	2107900
3열	5	0.000	1191512	0	-621098	607859	0	647518
4열	5	-1.550	1191512	0	-621098	607859	0	2107900
5열	5	-3.100	1191512	0	-621098	607859	0	6489047

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
$A_{xy}A_{yx}$	$\sum (K_2 \cos \theta_i - K_1 \sin \theta_i) \cos \theta_i$	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}	$\sum (K_2 \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)$	3039297
$A_{y\alpha}A_{\alpha y}$	$\sum \{K_2 \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i\} x_i + K_2 \sin \theta_i$	0
$A_{\alpha\alpha}$	$\sum \{K_2 \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i\} x_i^2 + (K_2 + K_1) x_i \sin \theta_i + K_4\}$	17841412

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	607859	0	6489047
2열	5	1.550	1191512	0	-621098	607859	0	2107900
3열	5	0.000	1191512	0	-621098	607859	0	647518
4열	5	-1.550	1191512	0	-621098	607859	0	2107900
5열	5	-3.100	1191512	0	-621098	607859	0	6489047

② 말뚝머리의 변위량 및 반력 산정

i) 교축방향

구 분	δ_{yi}	δ_{yj}	P_{Ni}	P_{Hi}	M_{bi}
1열	0.000611	0.007455	906.341	50.141	23.606
2열	0.000611	0.006264	761.582	50.141	23.606
3열	0.000611	0.005074	616.824	50.141	23.606
4열	0.000611	0.003883	472.065	50.141	23.606
5열	0.000611	0.002692	327.306	50.141	23.606

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	0.000618	0.007605	924.498	45.878	28.948
2열	0.000618	0.006339	770.661	45.878	28.948
3열	0.000618	0.005074	616.824	45.878	28.948
4열	0.000618	0.003808	462.986	45.878	28.948
5열	0.000618	0.002543	309.149	45.878	28.948

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	0.611	24.556 O.K
	연직압축지지력(kN)	4127	906	4.553 O.K
	연직인발지지력(kN)	437	0	- O.K
교 축 직 각	수평변위(mm)	15,000	0.618	24.269 O.K
	연직압축지지력(kN)	4127	924	4.464 O.K
	연직인발지지력(kN)	437	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	0.230783	23.606	0.000	-50.141
2	1.006	0.109548	-3.860	-16.370	-9.351
3	2.013	0.014021	-5.098	-7.098	3.220
4	3.019	-0.009813	-1.651	-0.703	2.753
5	4.025	-0.006289	0.024	0.725	0.727
6	5.032	-0.001304	0.250	0.416	-0.084
7	6.038	0.000347	0.105	0.075	-0.142
8	7.044	0.000340	0.009	-0.028	-0.049
9	8.050	0.000097	-0.011	-0.023	-0.001
10	9.057	-0.000007	-0.006	-0.006	0.007
11	10.063	-0.000017	-0.001	0.001	0.003

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

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

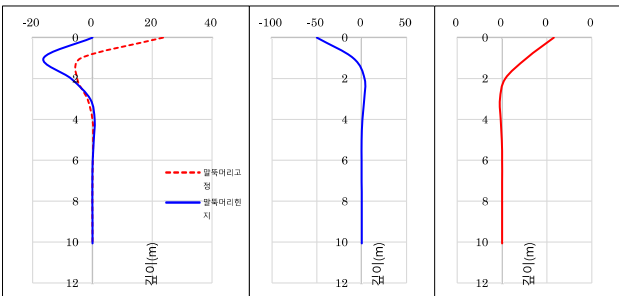
$M_{힌지} = -(P_{H0}/\beta) \times e^{-\beta x} \times \sin(\beta x)$

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

$P_{Hi} = 50.141 \text{ kN}$

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

$ho = M_{bi} / P_{Hi} = -470.795 \text{ mm}$



② 말뚝의 응력 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
말뚝머리 고정	$l_{inf} = 1/\beta \times \tan^{-1} [1/(1 + 2 \times \beta \times ho)]$	1537 mm
	$M_{inf} = -(P_{H0}/2\beta) \times \sqrt{[(1 + 2 \times \beta \times ho)^2 + 1]} \times e^{-\beta \times l_{inf}}$	-6.012 kN·m
말뚝머리 힌지	$l_{nh} = \pi/(4 \times \beta)$	819 mm
	$M_{nh} = -0.3224 \times (P_{H0}/\beta)$	-16.853 kN·m
최대 부재력	$M_{max} = \max[M_{고정} , M_{힌지} , M_{inf} , M_{nh}]$	23.606 kN·m
	$S_{max} = S $	50.141 kN
말뚝 응력 검토	$f_t = 65.161 \leq 210.000$	O.K
	$f_c = 100.690 \leq 210.000$	O.K
	$f_s = 4.588 \leq 120.000$	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 힌지	
1	0.000	0.151999	28.948	0.000	-45.878
2	1.006	0.105934	0.363	-14.978	-12.971
3	2.013	0.023884	-4.042	-6.495	1.032
4	3.019	-0.005012	-1.805	-0.643	2.329
5	4.025	-0.005638	-0.196	0.663	0.860
6	5.032	-0.001718	0.177	0.381	0.035
7	6.038	0.000073	0.105	0.069	-0.110
8	7.044	0.000281	0.020	-0.025	-0.053
9	8.050	0.000111	-0.007	-0.021	-0.007
10	9.057	0.000007	-0.006	-0.005	0.005
11	10.063	-0.000013	-0.002	0.001	0.003

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

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

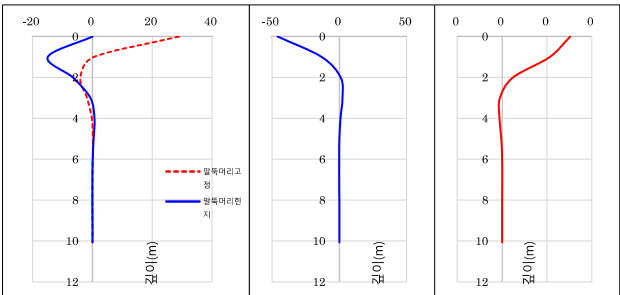
$$M_{힌지} = -(P_{H0}/\beta) \times e^{-\beta x} \times \sin(\beta x)$$

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

$$P_{H0} = 45.878 \text{ kN}$$

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

$$ho = M_0 / P_{H0} = -630.981 \text{ mm}$$



< 모멘트선도 >

< 전단력선도 >

< 변위선도 >

② 말뚝의 응력 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
말뚝머리 고정	$l_{mf} = 1/\beta \times \tan^{-1} [3/(1+2 \times \beta \times ho)]$	-1421 mm
	$M_{mf} = -(P_{H0}/2\beta) \times \sqrt{[(1+2 \times \beta \times ho)^2 + 1]} \times e^{-\beta \times l_{mf}}$	-95.537 kN·m
말뚝머리 힌지	$l_{mh} = \pi/(4 \times \beta)$	819 mm
	$M_{mh} = -0.3224 \times (P_{H0}/\beta)$	-15.420 kN·m
최대 부재력	$M_{max} = \max[M_{고정} , M_{힌지} , M_{mf} , M_{mh}]$	95.537 kN·m
	$S_{max} = S $	45.878 kN
말뚝 응력 검토	$f_t = 12.693 \leq 210.000$	O.K
	$f_c = 156.481 \leq 210.000$	O.K
	$f_s = 4.198 \leq 120.000$	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

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

$$f_{t0} \text{ : 말뚝의 허용 휨인장응력} = 210.000 \text{ Mpa}$$

f_c : 말뚝의 최대 압축응력

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

$$f_{c0} \text{ : 말뚝의 허용 휨인장응력} = 210.000 \text{ Mpa}$$

f_s : 말뚝의 최대 전단응력

$$f_s = S_{max}/Ap$$

$$f_{s0} \text{ : 말뚝의 허용 휨전단응력} = 120.000 \text{ Mpa}$$

μ_1 : 이음에 의한 허용응력 감소율

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

μ_2 : 세장비 의한 허용응력 감소율

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

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

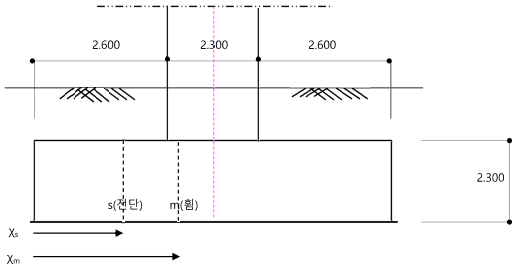
2) 단면 평가

(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}	x	n	
R1	906.341	x	5	4532 kN
R2	761.582	x	5	3808 kN
R3		x		
R4		x		
R5		x		

④ 단면력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
기초자중에 의한 단면력	$M_{기초} = h \times X_m \times L \times Y_L \times I$	1608 kN·m
	$V_{기초} = h \times X_s \times L \times Y_L \times I$	725 kN
상재하중에 의한 단면력	$M_{상재} = h' \times X_m \times L \times Y_L \times I$	1939 kN·m
	$V_{상재} = h' \times X_s \times L \times Y_L \times I$	874 kN
말뚝반력에 의한 단면력	$M_{말뚝} = R1 \times 2.081 + R2 \times 0.531$	11451 kN·m
	$V_{말뚝} = R1$	4532 kN
기초의 단면력	$M_u = M_{말뚝} - M_{기초} - M_{상재}$	7904 kN·m
	$V_u = V_{말뚝} - V_{기초} - V_{상재}$	2933 kN

⑤ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\Phi M_n = 17666 \geq 7904$	O.K
전단	$\Phi V_n = 13640 \geq 2933$	O.K

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

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

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

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

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

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

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

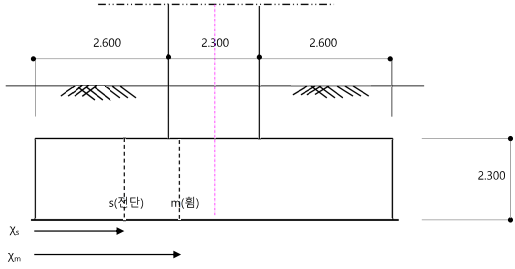
$$\text{- 전단 검토} \quad \Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 13640 \text{ kN}$$

(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}	$x \quad n$	
R1	924.498	$\times \quad 5$	4622 kN
R2	770.661	$\times \quad 5$	3853 kN
R3		$\times$	
R4		$\times$	
R5		$\times$	

④ 단면력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
기초자중에 의한 단면력	$M_{기조} = h \times X_m \times B \times \gamma_c \times l$	1608 kN·m
	$V_{기조} = h \times X_s \times B \times \gamma_c$	725 kN
상재하중에 의한 단면력	$M_{상재} = h' \times X_m \times B \times \gamma_t \times l$	1939 kN·m
	$V_{상재} = h' \times X_s \times B \times \gamma_t$	874 kN
말뚝반력에 의한 단면력	$M_{말뚝} = R1 \times 2.081 + R2 \times 0.531$	11664 kN·m
	$V_{말뚝} = R1$	4622 kN
기초의 단면력	$M_u = M_{말뚝} - M_{기조} - M_{상재}$	8117 kN·m
	$V_u = V_{말뚝} - V_{기조} - V_{상재}$	3023 kN

⑤ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\Phi M_n = 17666 \geq 8117$	O.K
전단	$\Phi V_n = 13640 \geq 3023$	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	0.611	24.556 O.K
		교축직각	15.000	0.618	24.269 O.K
	연직 압축지지력	교축	4127	906	4.553 O.K
		교축직각	4127	924	4.464 O.K
	연직 인발지지력	교축	437	0	- O.K
		교축직각	437	0	- O.K
말뚝 응력 검토	휨인장응력	교축	210.000	65.161	3.223 O.K
		교축직각	210.000	12.693	16.545 O.K
	휨압축응력	교축	210.000	100.690	2.086 O.K
		교축직각	210.000	156.481	1.342 O.K
	휨전단응력	교축	120.000	4.588	26.157 O.K
		교축직각	120.000	4.198	28.588 O.K
단면 검토	휨	교축	17666	7904	2.235 O.K
		교축직각	17666	8117	2.176 O.K
	전단	교축	13640	2933	4.651 O.K
		교축직각	13640	3023	4.511 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

$M'_{E1} = \text{Min} \{ M'_{E1}, M'_{Ecomb} \} = \text{Min} [19.476, 7.022]$
 $V'_{E1} = \text{Min} \{ V'_{E1}, V'_{Ecomb} \} = \text{Min} [2.746, 1.237]$

• 기초부 교직방향

$M'_{E2} = \text{Min} \{ M'_{E2}, M'_{Ecomb} \} = \text{Min} [19.516, 8.791]$
 $V'_{E2} = \text{Min} \{ V'_{E2}, V'_{Ecomb} \} = \text{Min} [2.284, 1.064]$

1) 교축방향 지진력

• 교각하단의 작용력

- 연직력 : $N = 8.682 \times 1 = 8.682 \text{ kN}$
- 수평력 : $H = 1.237 \times 1 = 1.237 \text{ kN}$
- 모멘트 : $M = 7.022 \times 1 = 7.022 \text{ kN·m}$

2) 교축직각방향 지진력

• 교각하단의 작용력

- 연직력 : $N = 8.682 \times 1 = 8.682 \text{ kN}$
- 수평력 : $H = 1.064 \times 1 = 1.064 \text{ kN}$
- 모멘트 : $M = 8.791 \times 1 = 8.791 \text{ kN·m}$

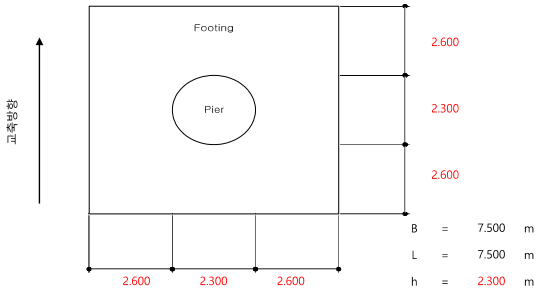
3) 기초 하단 지진력

구 분	연직력 N(kN)	수평력 H(kN)	모멘트 M(kN·m)	비 고
교 축 방 향	8.682	1.237	7.022	
교 축 직 각 방 향	8.682	1.064	8.791	

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	$\gamma/n \times R_u$	4278 kN

Ra : 말뚝의 허용연직압축지지력

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

n : 안전율 (지진시 ; $n = 2$)

Ru : 지반조건에 따라 결정되는 말뚝의 극한지지력

$$R_u = qd + U \times \sum (l_i f_i) = 8557 \text{ kN}$$

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

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

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

(c) 기초의 두께 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
$\beta \lambda$	0.378 < 1.000	강제취급

$$\begin{aligned} \beta &= \sqrt[4]{(3 \times k)/(E \times h^3)} = 0.145 \text{ m}^{-1} \\ k &= Kp = Kv \times (m \times n)/(B \times L) = 48214 \text{ kN/m}^3 \\ E &= 8,500 \times \sqrt{f_{cu}} = 26702 \text{ Mpa} \\ \lambda &= \text{Max}[l, b] = 2.600 \text{ m} \\ h &= \text{직접기초의 두께} = 2.300 \text{ m} \end{aligned}$$

(d) 말뚝머리의 안정성 검토

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

구 분	계 산 과 정	결 과
교축	$A_{yx} \times \delta_x + A_{yy} \times \delta_y - A_{yx} \times \alpha = V$	$\delta_x = 0.000582 \text{ m}$
	$A_{yx} \times \delta_x + A_{yy} \times \delta_y - A_{yx} \times \alpha = H_{교축}$	$\delta_y = 0.005653 \text{ m}$
	$A_{yx} \times \delta_x + A_{yy} \times \delta_y - A_{yx} \times \alpha = M_{교축}$	$\alpha = 0.000717 \text{ rad}$
교축 직각	$A_{yx} \times \delta_x + A_{yy} \times \delta_y - A_{yx} \times \alpha = V$	$\delta_x = 0.000598 \text{ m}$
	$A_{yx} \times \delta_x + A_{yy} \times \delta_y - A_{yx} \times \alpha = H_{교축직각}$	$\delta_y = 0.005653 \text{ m}$
	$A_{yx} \times \delta_x + A_{yy} \times \delta_y - A_{yx} \times \alpha = M_{교축직각}$	$\alpha = 0.000805 \text{ rad}$
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)

지 중	li (m)	N	fi (kN/m ²)	li·fi (kN/m)
사질토	1.800	30	60	108.00
자갈층	5.500	30	60	330.00
층화암	4.786	50	100	478.60
$\sum (li \cdot fi) =$				916.60

① 말뚝의 허용연직인발지지력(Pa)

구 분	계 산 과 정	결 과
Pa	$1/n \times Pu + W$	549 kN

Pa : 말뚝의 허용연직인발지지력

n : 안전율 (지진시 ; $n = 3$)

Pu : 말뚝의 극한인발력

$$Pu = U \times \sum (li f_i) = 1463 \text{ kN}$$

W : 말뚝의 유효중량

$$= 61 \text{ kN}$$

(b) 말뚝의 스프링정수 산정

① 말뚝의 축방향 스프링정수(Kv)

구 분	계 산 과 정	결 과
Kv	$a \times Ap \times Ep/L$	108482 kN/m

$$a = 0.010 \times (L/D) + 0.36 = 0.600$$

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

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

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

$$L : \text{말뚝 길이} = 12086 \text{ mm}$$

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
$A_{yx}A_{xy}$	$\sum \{(K_2 - K_1) x_i \sin \theta_i \cos \theta_i - K_2 \cos \theta_i\}$	-3105489
A_{yy}	$\sum (K_2 \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)$	2712060
$A_{yx}A_{xy}$	$\sum \{K_1 \cos^2 \theta_i + K_2 \sin^2 \theta_i\} x_i + K_2 \sin \theta_i\}$	0
A_{xx}	$\sum \{K_1 \cos^2 \theta_i + K_2 \sin^2 \theta_i\} x_i^2 + (K_2 + K_3) x_i \sin \theta_i + K_4\}$	16269037

구 분	n	xi	A_{xx}	$A_{xy}A_{yx}$	$A_{yx}A_{xy}$	A_{yy}	$A_{yx}A_{xy}$	A_{xx}
1열	5	3.100	1191512	0	-621098	542412	0	5860097
2열	5	1.550	1191512	0	-621098	542412	0	1950663
3열	5	0.000	1191512	0	-621098	542412	0	647518
4열	5	-1.550	1191512	0	-621098	542412	0	1950663
5열	5	-3.100	1191512	0	-621098	542412	0	5860097

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
$A_{yx}A_{xy}$	$\sum \{(K_2 - K_1) x_i \sin \theta_i \cos \theta_i - K_2 \cos \theta_i\}$	-3105489
A_{yy}	$\sum (K_2 \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)$	2712060
$A_{yx}A_{xy}$	$\sum \{K_1 \cos^2 \theta_i + K_2 \sin^2 \theta_i\} x_i + K_2 \sin \theta_i\}$	0
A_{xx}	$\sum \{K_1 \cos^2 \theta_i + K_2 \sin^2 \theta_i\} x_i^2 + (K_2 + K_3) x_i \sin \theta_i + K_4\}$	16269037

구 분	n	xi	A_{xx}	$A_{xy}A_{yx}$	$A_{yx}A_{xy}$	A_{yy}	$A_{yx}A_{xy}$	A_{xx}
1열	5	3.100	1191512	0	-621098	542412	0	5860097
2열	5	1.550	1191512	0	-621098	542412	0	1950663
3열	5	0.000	1191512	0	-621098	542412	0	647518
4열	5	-1.550	1191512	0	-621098	542412	0	1950663
5열	5	-3.100	1191512	0	-621098	542412	0	5860097

② 말뚝머리의 변위량 및 반력 산정

i) 교축방향

구 분	δ_{yi}	δ_{yj}	P_{Ni}	P_{Hi}	M_{bi}
1열	0.000582	0.007877	854.538	49.468	20.672
2열	0.000582	0.006765	733.896	49.468	20.672
3열	0.000582	0.005653	613.254	49.468	20.672
4열	0.000582	0.004541	492.612	49.468	20.672
5열	0.000582	0.003429	371.970	49.468	20.672

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

ii) 교축직각방향

구 분	δ_{yj}	δ_{yi}	P_{Ni}	P_{Hi}	M_{bi}
1열	0.000598	0.008148	883.959	42.565	29.935
2열	0.000598	0.006901	748.607	42.565	29.935
3열	0.000598	0.005653	613.254	42.565	29.935
4열	0.000598	0.004405	477.901	42.565	29.935
5열	0.000598	0.003158	342.549	42.565	29.935

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

③ 말뚝머리의 변위량과 지지력에 대한 안정성 검토

구 분	보유성능	소요성능	S.F	판정
교 축	수평변위(mm)	15.000	0.582	25.792 O.K
	연직압축지지력(kN)	4278	855	5.007 O.K
	연직인발지지력(kN)	549	0	- O.K
교 축 직 각	수평변위(mm)	15.000	0.598	25.074 O.K
	연직압축지지력(kN)	4278	884	4.840 O.K
	연직인발지지력(kN)	549	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	0.248757	20.672	0.000	-49.468
2	1.209	0.079062	-6.291	-14.828	-3.386
3	2.417	-0.004640	-3.613	-3.721	4.018
4	3.626	-0.008945	-0.288	0.525	1.342
5	4.834	-0.001788	0.283	0.498	-0.059
6	6.043	0.000432	0.099	0.073	-0.147
7	7.252	0.000284	-0.003	-0.031	-0.031
8	8.460	0.000029	-0.011	-0.015	0.007
9	9.669	-0.000021	-0.002	-0.001	0.005
10	10.877	-0.000008	0.000	0.001	0.001
11	12.086	0.000000	0.000	0.000	0.000

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

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

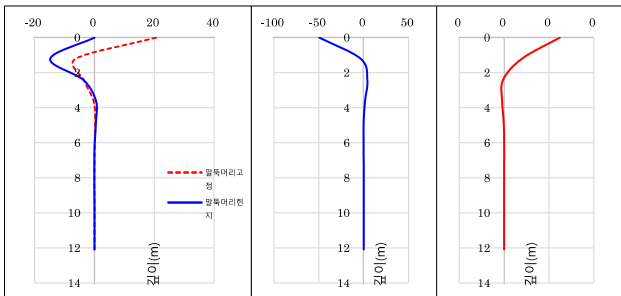
$M_{힌지} = -(P_{H0}/\beta) \times e^{-\beta x} \times \sin(\beta x)$

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

$P_{Hi} = 49.468 \text{ kN}$

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

$h_o = M_{bi} / P_{Hi} = -417.882 \text{ mm}$



< 모멘트선도 >

< 전단력선도 >

< 변위선도 >

② 말뚝의 응력 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
말뚝머리 고정	$l_{inf} = 1/\beta \times \tan^{-1} [1/(1 + 2 \times \beta \times h_o)]$	1433 mm
	$M_{inf} = -(P_{H0}/2\beta) \times \sqrt{[(1 + 2 \times \beta \times h_o)^2 + 1]} \times e^{-\beta \times l_{inf}}$	-6.647 kN·m
말뚝머리 힌지	$l_{nh} = \pi/(4 \times \beta)$	819 mm
	$M_{nh} = -0.3224 \times (P_{H0}/\beta)$	-16.627 kN·m
최대 부재력	$M_{max} = \max[M_{고정} , M_{힌지} , M_{inf} , M_{nh}]$	20.672 kN·m
	$S_{max} = S $	49.468 kN
말뚝 응력 검토	$f_t = 62.630 \leq 210.000$	O.K
	$f_c = 93.742 \leq 210.000$	O.K
	$f_s = 4.526 \leq 120.000$	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 힌지	
1	0.000	0.116248	29.935	0.000	-42.565
2	1.209	0.083875	-0.396	-12.759	-9.614
3	2.417	0.009609	-3.045	-3.202	1.776
4	3.626	-0.005843	-0.725	0.452	1.392
5	4.834	-0.002412	0.118	0.429	0.175
6	6.043	-0.000030	0.101	0.063	-0.093
7	7.252	0.000230	0.014	-0.026	-0.041
8	8.460	0.000061	-0.006	-0.013	-0.001
9	9.669	-0.000007	-0.003	-0.001	0.004
10	10.877	-0.000008	0.000	0.001	0.001
11	12.086	-0.000001	0.000	0.000	0.000

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

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

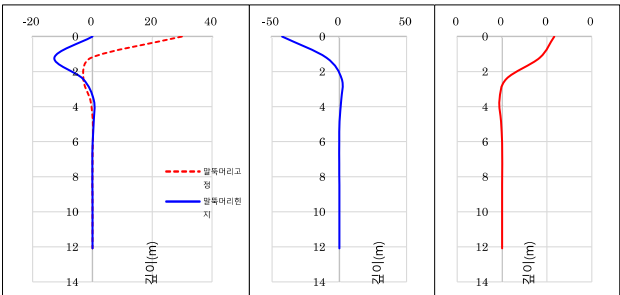
$$M_{\text{변위}} = -(P_{H0}/\beta) \times e^{-\beta x} \times \sin(\beta x)$$

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

$$P_{H0} = 42.565 \text{ kN}$$

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

$$h_0 = M_0 / P_{H0} = -703.283 \text{ mm}$$



< 모멘트선도 >

< 전단력선도 >

< 변위선도 >

② 말뚝의 응력 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
말뚝머리 고정	$l_{mf} = 1/\beta \times \tan^{-1} [1/(1+2 \times \beta \times h_0)]$	-1287 mm
	$M_{mf} = -(P_{H0}/2\beta) \times \sqrt{[(1+2 \times \beta \times h_0)^2 + 1]} \times e^{-\beta \times l_{mf}}$	-80.795 kN·m
말뚝머리 힌지	$l_{mh} = \pi/(4 \times \beta)$	819 mm
	$M_{mh} = -0.3224 \times (P_{H0}/\beta)$	-14.307 kN·m
최대 부재력	$M_{max} = \max[M_{\Delta\beta H} , M_{\text{변위}} , M_{mf} , M_{mh}]$	80.795 kN·m
	$S_{max} = S $	42.565 kN
말뚝 응력 검토	$f_t = 20.077 \leq 210.000$	O.K
	$f_c = 141.678 \leq 210.000$	O.K
	$f_s = 3.894 \leq 120.000$	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

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

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

f_c : 말뚝의 최대 압축응력

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

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

f_s : 말뚝의 최대 전단응력

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

$$f_{ss} \text{ : 말뚝의 허용 휨전단응력} = 120.000 \text{ Mpa}$$

μ_1 : 이음에 의한 허용응력 감소율

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

μ_2 : 세장비 의한 허용응력 감소율

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

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

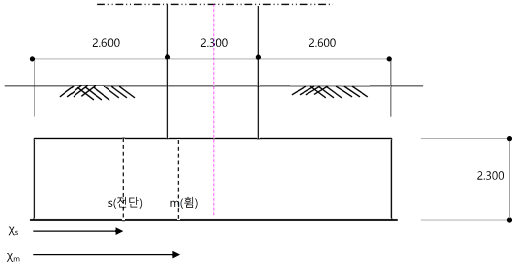
2) 단면 평가

(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	854.538	$\times$	5	4273 kN
R2	733.896	$\times$	5	3669 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
	$V_{기초} = h \times X_{s0} \times L \times Y_L$	725 kN
상재하중에 의한 단면력	$M_{상재} = h' \times X_{m0} \times L \times Y_L \times i$	1833 kN·m
	$V_{상재} = h' \times X_{s0} \times L \times Y_L$	826 kN
말뚝반력에 의한 단면력	$M_{말뚝} = R1 \times 2.081 + R2 \times 0.531$	10839 kN·m
	$V_{말뚝} = R1$	4273 kN
기초의 단면력	$M_u = M_{말뚝} - M_{기초} - M_{상재}$	7398 kN·m
	$V_u = V_{말뚝} - V_{기초} - V_{상재}$	2721 kN

⑤ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\Phi M_n = 13534 \geq 7398$	O.K
전단	$\Phi V_n = 13640 \geq 2721$	O.K

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

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

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

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

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

$$\text{- 휨 검토} \quad 1\text{단 : } D \quad 22 \quad - \quad 56 \quad \text{ea} \quad A_s = 21678 \text{ mm}^2$$

$$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 37.8 \text{ mm}$$

$$\text{- 전단 검토}$$

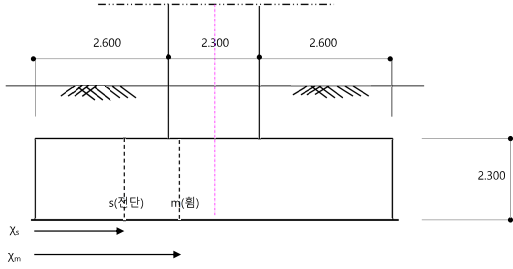
$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 13640 \text{ kN}$$

(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	883.959	$x \quad 5$	4420 kN
R2	748.607	$x \quad 5$	3743 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	$M_{상재} = h' \times X_m \times B \times \gamma_t \times l$	1833 kN·m
	$V_{상재} = h' \times X_c \times B \times \gamma_t$	826 kN
말뚝반력에 의한 단면력	$M_{말뚝} = R1 \times 2.081 + R2 \times 0.531$	11184 kN·m
	$V_{말뚝} = R1$	4420 kN
기초의 단면력	$M_u = M_{말뚝} - M_{기초} - M_{상재}$	7743 kN·m
	$V_u = V_{말뚝} - V_{기초} - V_{상재}$	2869 kN

⑤ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\Phi M_n = 17666 \geq 7743$	O.K
전단	$\Phi V_n = 13640 \geq 2869$	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	0.582	25.792 O.K
		교축직각	15.000	0.598	25.074 O.K
	연직 압축지지력	교축	4278	855	5.007 O.K
		교축직각	4278	884	4.840 O.K
	연직 인발지지력	교축	549	0	- O.K
		교축직각	549	0	- O.K
말뚝 응력 검토	휨인장응력	교축	210.000	62.630	3.353 O.K
		교축직각	210.000	20.077	10.460 O.K
	휨압축응력	교축	210.000	93.742	2.240 O.K
		교축직각	210.000	141.678	1.482 O.K
	휨전단응력	교축	120.000	4.526	26.513 O.K
		교축직각	120.000	3.894	30.813 O.K
단면 검토	휨	교축	13534	7398	1.830 O.K
		교축직각	17666	7743	2.282 O.K
	전단	교축	13640	2721	5.012 O.K
		교축직각	13640	2869	4.755 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

$M'_2 = \text{Min} [M'_s, M'_{Ecomb}] = \text{Min} [19.476, 7.877]$
 $V'_2 = \text{Min} [V'_s, V'_{Ecomb}] = \text{Min} [2.746, 837]$

• 기초부 교직방향

$M'_2 = \text{Min} [M'_s, M'_{Ecomb}] = \text{Min} [19.516, 8.973]$
 $V'_2 = \text{Min} [V'_s, V'_{Ecomb}] = \text{Min} [2.284, 1.134]$

1) 교축방향 지진력

• 교각하단의 작용력

- 연직력 : N = 9.372 × 1 = 9.372 kN
- 수평력 : H = 837 × 1 = 837 kN
- 모멘트 : M = 7.877 × 1 = 7.877 kN·m

2) 교축직각방향 지진력

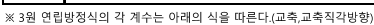
• 교각하단의 작용력

- 연직력 : N = 9.372 × 1 = 9.372 kN
- 수평력 : H = 1.134 × 1 = 1.134 kN
- 모멘트 : M = 8.973 × 1 = 8.973 kN·m

3) 기초 하단 지진력

구 분	연직력 N(kN)	수평력 H(kN)	모멘트 M(kN·m)	비 고
교 축 방 향	9.372	837	7.877	
교축직각방향	9.372	1.134	8.973	

11.1 검토조건

[illegible]

② 말뚝머리의 변위량 및 반력 산정

i) 교축방향

구 분	δ_{yi}	δ_{yj}	P_{Ni}	P_{Hi}	M_{bi}
1열	0.000194	0.002208	660.614	23.254	-0.158
2열	0.000194	0.001968	588.763	23.254	-0.158
3열	0.000194	0.001728	516.913	23.254	-0.158
4열	0.000194	0.001488	445.062	23.254	-0.158
5열	0.000194	0.001248	373.211	23.254	-0.158
6열	0.000194	0.001007	301.361	23.254	-0.158

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	0.000247	0.002322	694.539	31.494	-2.194
2열	0.000247	0.002036	609.119	31.494	-2.194
3열	0.000247	0.001751	523.698	31.494	-2.194
4열	0.000247	0.001465	438.277	31.494	-2.194
5열	0.000247	0.001180	352.856	31.494	-2.194
6열	0.000247	0.000894	267.435	31.494	-2.194

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	0.194	77.364	O.K
	연직압축지지력(kN)	3991	661	6.041	O.K
	연직인발지지력(kN)	329	0	-	O.K
교 축 직 각	수평변위(mm)	15.000	0.247	60.813	O.K
	연직압축지지력(kN)	3991	695	5.746	O.K
	연직인발지지력(kN)	329	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	0.196433	-0.158	0.000	-23.254
2	0.660	0.083673	-7.733	-7.616	-2.552
3	1.320	0.016256	-6.575	-6.519	4.370
4	1.980	-0.009669	-3.448	-3.434	4.460
5	2.640	-0.012859	-1.099	-1.102	2.586
6	3.301	-0.008282	0.032	0.025	0.956
7	3.961	-0.003465	0.337	0.332	0.090
8	4.621	-0.000631	0.279	0.277	-0.193
9	5.281	0.000436	0.144	0.144	-0.190
10	5.941	0.000551	0.045	0.045	-0.109
11	6.601	0.000349	-0.002	-0.002	-0.039

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

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

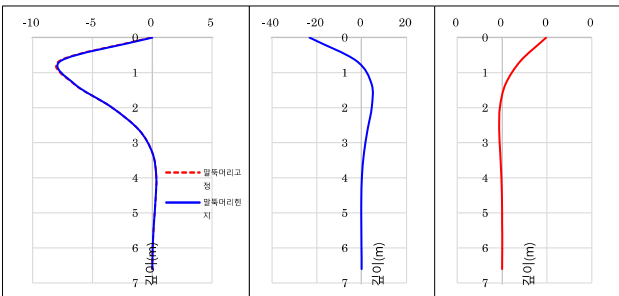
$M_{힌지} = -(P_{H0}/\beta) \times e^{-\beta x} \times \sin(\beta x)$

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

$P_{Hi} = 23.254 \text{ kN}$

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

$ho = M_{bi} / P_{Hi} = 6.797 \text{ mm}$



< 모멘트선도 >

< 전단력선도 >

< 변위선도 >

② 말뚝의 응력 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
말뚝머리 고정	$l_{inf} = 1/\beta \times \tan^{-1} [1/(1 + 2 \times \beta \times ho)]$	812 mm
	$M_{inf} = -(P_{H0}/2\beta) \times \sqrt{[(1 + 2 \times \beta \times ho)^2 + 1]} \times e^{-\beta \times l_{inf}}$	-7.918 kN·m
말뚝머리 힌지	$l_{nh} = \pi/(4 \times \beta)$	819 mm
	$M_{nh} = -0.3224 \times (P_{H0}/\beta)$	-7.816 kN·m
최대 부재력	$M_{max} = \max[M_{고정} , M_{힌지} , M_{inf} , M_{nh}]$	7.918 kN·m
	$S_{max} = S $	23.254 kN
말뚝 응력 검토	$f_t = 54.484 \leq 210.000$	O.K
	$f_c = 66.401 \leq 210.000$	O.K
	$f_s = 2.128 \leq 120.000$	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

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

f_{ts} : 말뚝의 허용 휨인장응력 = 210.000 Mpa

f_c : 말뚝의 최대 압축응력

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

f_{cs} : 말뚝의 허용 휨압축응력 = 210.000 Mpa

f_s : 말뚝의 최대 전단응력

$f_s = S_{max}/Ap$

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 힌지	
1	0.000	0.281987	-2.194	0.000	-31.494
2	0.660	0.115140	-11.943	-10.314	-2.264
3	1.320	0.019077	-9.605	-8.829	6.940
4	1.980	-0.016124	-4.855	-4.650	6.578
5	2.640	-0.019179	-1.449	-1.492	3.675
6	3.301	-0.011872	0.128	0.034	1.292
7	3.961	-0.004757	0.518	0.449	0.070
8	4.621	-0.000725	0.407	0.375	-0.304
9	5.281	0.000720	0.203	0.194	-0.280
10	5.941	0.000821	0.059	0.061	-0.154
11	6.601	0.000500	-0.007	-0.003	-0.053

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

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

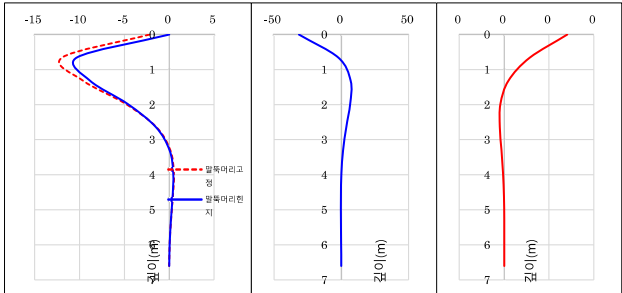
$M_{\text{변위}} = -(P_{H0}/\beta) \times e^{-\beta x} \times \sin(\beta x)$

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

$P_{H0} = 31.494 \text{ kN}$

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

$ho = M_0 / P_{H0} = 69.670 \text{ mm}$



< 모멘트선도 >

< 전단력선도 >

< 변위선도 >

② 말뚝의 응력 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
말뚝머리 고정	$l_{mf} = 1/\beta \times \tan^{-1} [1/(1+2 \times \beta \times ho)]$	754 mm
	$M_{mf} = -(P_{H0}/2\beta) \times \sqrt{[(1+2 \times \beta \times ho)^2 + 1]} \times e^{-\beta \times l_{mf}}$	-12.046 kN·m
말뚝머리 힌지	$l_{mh} = \pi/(4 \times \beta)$	819 mm
	$M_{mh} = -0.3224 \times (P_{H0}/\beta)$	-10.586 kN·m
최대 부재력	$M_{max} = \max[M_{\Delta\beta\beta} , M_{\text{변위}} , M_{mf} , M_{mh}]$	12.046 kN·m
	$S_{max} = S $	31.494 kN
말뚝 응력 검토	$f_t = 54.482 \leq 210.000$	O.K
	$f_c = 72.611 \leq 210.000$	O.K
	$f_s = 2.882 \leq 120.000$	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

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

$f_{\Delta\beta\beta}$: 말뚝의 허용 휨인장응력 = 210.000 Mpa

f_c : 말뚝의 최대 압축응력

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

$f_{\Delta\beta\beta}$: 말뚝의 허용 휨인장응력 = 210.000 Mpa

f_s : 말뚝의 최대 전단응력

$f_s = S_{max}/Ap$

$f_{\Delta\beta\beta}$: 말뚝의 허용 휨인장응력 = 120.000 Mpa

μ_1 : 이음에 의한 허용응력 감소율

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

μ_2 : 세장비 의한 허용응력 감소율

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

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

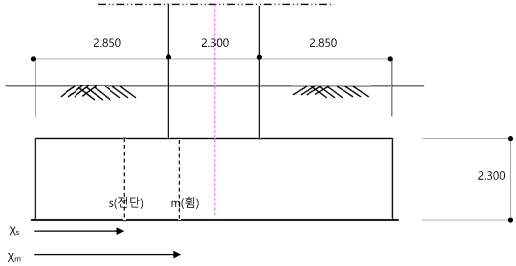
2) 단면 평가

(a) 교축방향

① 위험단면 선정

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$X_m = 2.850 + (2.300 - 2.038)/2$	2.981 m
전단	$X_s = 2.981 - 2.100/2$	1.931 m

② 교축방향 위험단면



③ 말뚝의 반력

구 분	계 산 과 정			결 과
	P_{Hi}	$\times$	n	
R1	660.614	$\times$	6	3964 kN
R2	588.763	$\times$	6	3533 kN
R3		$\times$		
R4		$\times$		
R5		$\times$		

④ 단면력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
기초자중에 의한 단면력	$M_{기초} = h \times X_{cm} \times L \times Y_L \times i$	2044 kN·m
	$V_{기초} = h \times X_{cs} \times L \times Y_L$	888 kN
상재하중에 의한 단면력	$M_{상재} = h' \times X_{cm} \times L \times Y_L \times i$	2532 kN·m
	$V_{상재} = h' \times X_{cs} \times L \times Y_L$	1101 kN
말뚝반력에 의한 단면력	$M_{말뚝} = R1 \times 2.231 + R2 \times 0.931$	12131 kN·m
	$V_{말뚝} = R1$	3964 kN
기초의 단면력	$M_u = M_{말뚝} - M_{기초} - M_{상재}$	7555 kN·m
	$V_u = V_{말뚝} - V_{기초} - V_{상재}$	1975 kN

⑤ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\Phi M_n = 15218 \geq 7555$	O.K
전단	$\Phi V_n = 14549 \geq 1975$	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)

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

$b = 8000 \text{ mm}$, $d = 2100 \text{ mm}$

$\Phi f = 1.000$, $\Phi v = 1.000$

- 휨 검토 1단: D 22 - 63 ea, $A_s = 24387 \text{ mm}^2$

$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 39.8 \text{ mm}$

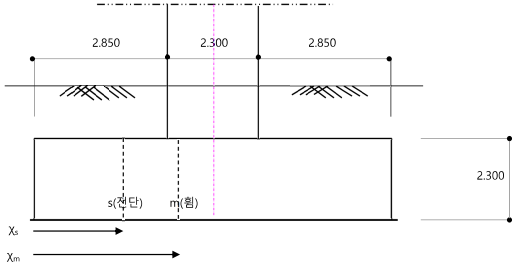
- 전단 검토 $\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 14549 \text{ kN}$

(b) 교축직각방향

① 위험단면 선정

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$X_m = 2.850 + (2.300 - 2.038)/2$	2.981 m
전단	$X_s = 2.981 - 2.100/2$	1.931 m

② 교축직각방향 위험단면



③ 말뚝의 반력

구 분	계 산 과 정		결 과
	P_{Hi}	$x \quad n$	
R1	694.539	$x \quad 6$	4167 kN
R2	609.119	$x \quad 6$	3655 kN
R3		x	
R4		x	
R5		x	

④ 단면력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
기초자중에 의한 단면력	$M_{기초} = h \times X_m \times B \times \gamma_c \times l$	2044 kN·m
	$V_{기초} = h \times X_c \times B \times \gamma_c$	888 kN
상재하중에 의한 단면력	$M_{상재} = h' \times X_m \times B \times \gamma_t \times l$	2532 kN·m
	$V_{상재} = h' \times X_c \times B \times \gamma_t$	1101 kN
말뚝반력에 의한 단면력	$M_{말뚝} = R1 \times 2.231 + R2 \times 0.931$	12698 kN·m
	$V_{말뚝} = R1$	4167 kN
기초의 단면력	$M_u = M_{말뚝} - M_{기초} - M_{상재}$	8122 kN·m
	$V_u = V_{말뚝} - V_{기초} - V_{상재}$	2178 kN

⑤ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\Phi M_n = 19861 \geq 8122$	O.K
전단	$\Phi V_n = 14549 \geq 2178$	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)

$f_{ck} = 27 \text{ Mpa}$, $f_y = 300 \text{ Mpa}$
 $b = 8000 \text{ mm}$, $d = 2100 \text{ mm}$
 $\phi_f = 1.000$, $\phi_v = 1.000$
- 휨 검토 1단 : D 25 - 63 ea
 $A_s = 31922 \text{ mm}^2$
 $a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 52.2 \text{ mm}$
- 전단 검토
 $\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 14549 \text{ kN}$

3) 결과 요약

구 분		보유성능	소요성능	S.F	판정
안정성 검토	수평변위	교축	15.000	0.194	77.364 O.K
		교축직각	15.000	0.247	60.813 O.K
	연직 압축지지력	교축	3991	661	6.041 O.K
		교축직각	3991	695	5.746 O.K
	연직 인발지지력	교축	329	0	- O.K
		교축직각	329	0	- O.K
말뚝 응력 검토	휨인장응력	교축	210.000	54.484	3.854 O.K
		교축직각	210.000	54.482	3.854 O.K
	휨압축응력	교축	210.000	66.401	3.163 O.K
		교축직각	210.000	72.611	2.892 O.K
	휨전단응력	교축	120.000	2.128	56.402 O.K
		교축직각	120.000	2.882	41.644 O.K
단면 검토	휨	교축	15218	7555	2.014 O.K
		교축직각	19861	8122	2.445 O.K
	전단	교축	14549	1975	7.367 O.K
		교축직각	14549	2178	6.679 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

$M'_2 = \text{Min} [M'_{2a}, M'_{2comb}] = \text{Min} [19.417, 7.951] = 7.951 \text{ kN·m}$
 $V'_2 = \text{Min} [V'_{2a}, V'_{2comb}] = \text{Min} [2.287, 1.184] = 1.184 \text{ kN}$

• 기초부 교직방향

$M'_3 = \text{Min} [M'_{3a}, M'_{3comb}] = \text{Min} [19.450, 9.333] = 9.333 \text{ kN·m}$
 $V'_3 = \text{Min} [V'_{3a}, V'_{3comb}] = \text{Min} [1.957, 1.007] = 1.007 \text{ kN}$

1) 교축방향 지진력

• 교각하단의 작용력

- 연직력 : $N = 7.538 \times 1 = 7.538 \text{ kN}$
- 수평력 : $H = 1.184 \times 1 = 1.184 \text{ kN}$
- 모멘트 : $M = 7.951 \times 1 = 7.951 \text{ kN·m}$

2) 교축직각방향 지진력

• 교각하단의 작용력

- 연직력 : $N = 7.538 \times 1 = 7.538 \text{ kN}$
- 수평력 : $H = 1.007 \times 1 = 1.007 \text{ kN}$
- 모멘트 : $M = 9.333 \times 1 = 9.333 \text{ kN·m}$

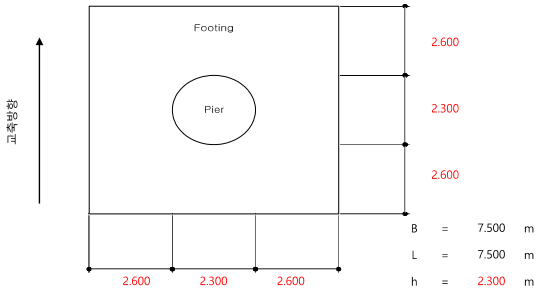
3) 기초 하단 지진력

구 분	연직력 N(kN)	수평력 H(kN)	모멘트 M(kN·m)	비 고
교 축 방 향	7.538	1.184	7.951	
교축직각방향	7.538	1.007	9.333	

11. 기초부 평가

11. 교각 4

11..1 검토조건



11.2 내진성능평가

1) 안정성 검토

(a) 말뚝의 허용연직지지력 산정

① 말뚝의 허용연직압축지지력(Ra)

구 분	계 산 과 정	결 과
Ra	$\gamma/n \times Ru$	4346 kN

Ra : 말뚝의 허용연직압축지지력

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

n : 안전율 (지진시 ; $n = 2$)

Ru : 지반조건에 따라 결정되는 말뚝의 극한지지력

$$Ru = qd + U \times \sum (l_i f_i) = 8691 \text{ kN}$$

qd : 말뚝 선단 지반의 극한지지력

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

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

l_i : 주변마찰력을 고려하는 층의 두께

f_i : 주변마찰력을 고려하는 층의 최대 주변마찰력

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

(c) 기초의 두께 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
$\beta \lambda$	0.440 < 1.000	강제취급

$$\begin{aligned} \beta &= \sqrt[4]{(3 \times k)/(E \times h^3)} = 0.169 \text{ m}^{-1} \\ k &= Kp = Kv \times (m \times n)/(B \times L) = 88949 \text{ kN/m}^3 \\ E &= 8,500 \times \sqrt{f_{cu}} = 26702 \text{ Mpa} \\ \lambda &= \text{Max}[l, b] = 2.600 \text{ m} \\ h &= \text{직접기초의 두께} = 2.300 \text{ m} \end{aligned}$$

(d) 말뚝머리의 안정성 검토

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

구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	$A_{xx} \times \delta_x + A_{xy} \times \delta_y - A_{\alpha\alpha} \times \alpha = V$	$\delta_x = 0.000428 \text{ m}$
	$A_{yx} \times \delta_x + A_{yy} \times \delta_y - A_{\alpha\alpha} \times \alpha = H_{교축}$	$\delta_y = 0.002816 \text{ m}$
	$A_{\alpha x} \times \delta_x + A_{\alpha y} \times \delta_y - A_{\alpha\alpha} \times \alpha = M_{교축}$	$\alpha = 0.000440 \text{ rad}$
교 축 직각	$A_{xx} \times \delta_x + A_{xy} \times \delta_y - A_{\alpha\alpha} \times \alpha = V$	$\delta_x = 0.000416 \text{ m}$
	$A_{yx} \times \delta_x + A_{yy} \times \delta_y - A_{\alpha\alpha} \times \alpha = H_{교축직각}$	$\delta_y = 0.002816 \text{ m}$
	$A_{\alpha x} \times \delta_x + A_{\alpha y} \times \delta_y - A_{\alpha\alpha} \times \alpha = M_{교축직각}$	$\alpha = 0.000474 \text{ rad}$
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)	$l_i f_i$ (kN/m)
자갈층	3.200	30	60	192.00
홍화암	8.089	50	100	808.90
			0	0.00
$\sum (l_i f_i) =$				1000.90

⑤ 말뚝의 허용연직인발지지력(Pa)

구 분	계 산 과 정	결 과
Pa	$1/n \times Pu + W$	590 kN

Pa : 말뚝의 허용연직인발지지력

n : 안전율 (지진시 ; $n = 3$)

Pu : 말뚝의 극한인발력

$$Pu = U \times \sum (l_i f_i) = 1597 \text{ kN}$$

W : 말뚝의 유효중량

$$= 57 \text{ kN}$$

(b) 말뚝의 스프링정수 산정

① 말뚝의 축방향 스프링정수(Kv)

구 분	계 산 과 정	결 과
Kv	$a \times Ap \times Ep/L$	200136 kN/m

$$a = 0.014 \times (L/D) + 0.72 = 1.034$$

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

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

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

$$L : \text{말뚝 길이} = 11289 \text{ mm}$$

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
$A_{xy}A_{yx}$	$\sum (K_2 \cos \theta_i - K_1 \sin \theta_i) \cos \theta_i$	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}	$\sum (K_2 \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)$	5003390
$A_{y\alpha}A_{\alpha y}$	$\sum \{K_2 \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i\} x_i + K_2 \sin \theta_i$	0
$A_{\alpha\alpha}$	$\sum \{K_2 \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i\} x_i^2 + (K_2 + K_1) x_i \sin \theta_i + K_2\}$	27278876

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	1000678	0	10264033
2열	5	1.550	1191512	0	-621098	1000678	0	3051646
3열	5	0.000	1191512	0	-621098	1000678	0	647518
4열	5	-1.550	1191512	0	-621098	1000678	0	3051646
5열	5	-3.100	1191512	0	-621098	1000678	0	10264033

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
$A_{xy}A_{yx}$	$\sum (K_2 \cos \theta_i - K_1 \sin \theta_i) \cos \theta_i$	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}	$\sum (K_2 \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)$	5003390
$A_{y\alpha}A_{\alpha y}$	$\sum \{K_2 \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i\} x_i + K_2 \sin \theta_i$	0
$A_{\alpha\alpha}$	$\sum \{K_2 \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i\} x_i^2 + (K_2 + K_1) x_i \sin \theta_i + K_2\}$	27278876

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	1000678	0	10264033
2열	5	1.550	1191512	0	-621098	1000678	0	3051646
3열	5	0.000	1191512	0	-621098	1000678	0	647518
4열	5	-1.550	1191512	0	-621098	1000678	0	3051646
5열	5	-3.100	1191512	0	-621098	1000678	0	10264033

② 말뚝머리의 변위량 및 반력 산정

i) 교축방향

구 분	δ_{yi}	δ_{yj}	P_{Ni}	P_{Hi}	M_{bi}
1열	0.000428	0.004180	836.527	47.359	3.807
2열	0.000428	0.003498	700.020	47.359	3.807
3열	0.000428	0.002816	563.513	47.359	3.807
4열	0.000428	0.002134	427.006	47.359	3.807
5열	0.000428	0.001452	290.498	47.359	3.807

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

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

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

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

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

ii) 교축직각방향

구 분	δ_{yj}	δ_{yi}	P_{Ni}	P_{Hi}	M_{bi}
1열	0.000416	0.004287	857.899	40.298	9.718
2열	0.000416	0.003551	710.706	40.298	9.718
3열	0.000416	0.002816	563.513	40.298	9.718
4열	0.000416	0.002080	416.319	40.298	9.718
5열	0.000416	0.001345	269.126	40.298	9.718

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

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

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

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

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

(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	0.366821	3.807	0.000	-47.359
2	1.129	0.067403	-13.025	-14.768	4.462
3	2.258	-0.020662	-4.572	-4.689	6.848
4	3.387	-0.014290	0.042	0.205	1.663
5	4.516	-0.002168	0.538	0.603	-0.257
6	5.645	0.000950	0.166	0.168	-0.272
7	6.773	0.000550	-0.009	-0.016	-0.057
8	7.902	0.000066	-0.022	-0.024	0.013
9	9.031	-0.000042	-0.006	-0.006	0.011
10	10.160	-0.000021	0.001	0.001	0.002
11	11.289	-0.000002	0.001	0.001	-0.001

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

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

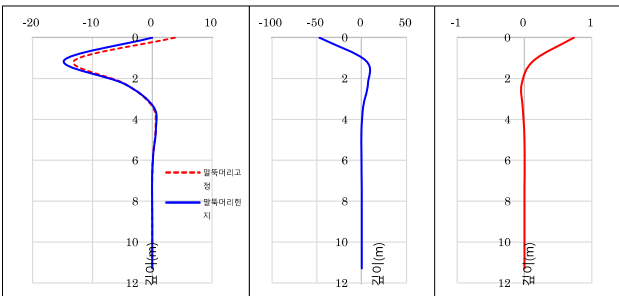
$M_{힌지} = -(P_{H0}/\beta) \times e^{-\beta x} \times \sin(\beta x)$

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

$P_{Hi} = 47.359 \text{ kN}$

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

$ho = M_{bi} / P_{Hi} = -80.388 \text{ mm}$



< 모멘트선도 >

< 전단력선도 >

< 변위선도 >

② 말뚝의 응력 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
말뚝머리 고정	$l_{inf} = 1/\beta \times \tan^{-1} [1/(1 + 2 \times \beta \times ho)]$	906 mm
	$M_{inf} = -(P_{H0}/2\beta) \times \sqrt{[(1 + 2 \times \beta \times ho)^2 + 1]} \times e^{-\beta \times l_{inf}}$	-13.563 kN·m
말뚝머리 힌지	$l_{nh} = \pi/(4 \times \beta)$	819 mm
	$M_{nh} = -0.3224 \times (P_{H0}/\beta)$	-15.918 kN·m
최대 부재력	$M_{max} = \max[M_{고정} , M_{힌지} , M_{inf} , M_{nh}]$	15.918 kN·m
	$S_{max} = S $	47.359 kN
말뚝 응력 검토	$f_t = 64.559 \leq 210.000$	O.K
	$f_c = 88.516 \leq 210.000$	O.K
	$f_s = 4.333 \leq 120.000$	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

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

f_{ts} : 말뚝의 허용 휨인장응력 = 210.000 Mpa

f_c : 말뚝의 최대 압축응력

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

f_{cs} : 말뚝의 허용 휨압축응력 = 210.000 Mpa

f_s : 말뚝의 최대 전단응력

$f_s = S_{max}/Ap$

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	0.259979	9.718	0.000	-40.298
2	1.129	0.064674	-8.117	-12.566	0.080
3	2.258	-0.009277	-3.692	-3.990	4.646
4	3.387	-0.010362	-0.241	0.174	1.466
5	4.516	-0.002226	0.347	0.513	-0.067
6	5.645	0.000481	0.138	0.143	-0.189
7	6.773	0.000408	0.004	-0.013	-0.052
8	7.902	0.000074	-0.015	-0.021	0.005
9	9.031	-0.000023	-0.005	-0.005	0.008
10	10.160	-0.000016	0.000	0.001	0.002
11	11.289	-0.000002	0.001	0.001	0.000

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

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

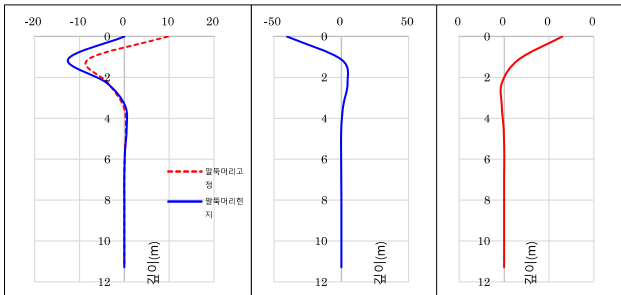
$$M_{한지} = -(P_{H0}/\beta) \times e^{-\beta x} \times \sin(\beta x)$$

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

$$P_{H0} = 40.298 \text{ kN}$$

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

$$ho = M_0 / P_{H0} = -241.154 \text{ mm}$$



< 모멘트선도 >

< 전단력선도 >

< 변위선도 >

② 말뚝의 응력 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
말뚝머리 고정	$l_{inf} = 1/\beta \times \tan^{-1} [1/(1+2 \times \beta \times ho)]$	1124 mm
	$M_{inf} = -(P_{H0}/2\beta) \times \sqrt{[(1+2 \times \beta \times ho)^2 + 1]} \times e^{-\beta \times l_{inf}}$	-8.117 kN·m
말뚝머리 한지	$l_{mh} = \pi/(4 \times \beta)$	819 mm
	$M_{mh} = -0.3224 \times (P_{H0}/\beta)$	-13.545 kN·m
최대 부재력	$M_{max} = \max[M_{고정} , M_{한지} , M_{inf} , M_{mh}]$	13.545 kN·m
	$S_{max} = S $	40.298 kN
말뚝 응력 검토	$f_t = 68.300 \leq 210.000$	O.K
	$f_c = 88.686 \leq 210.000$	O.K
	$f_s = 3.687 \leq 120.000$	O.K

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

M_{inf} , M_{mh} : 지중부 최대 모멘트의 크기

f_t : 말뚝의 최대 인장응력

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

$$f_{t0} : \text{말뚝의 허용 휨인장응력} = 210.000 \text{ Mpa}$$

f_c : 말뚝의 최대 압축응력

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

$$f_{c0} : \text{말뚝의 허용 휨압축응력} = 210.000 \text{ Mpa}$$

f_s : 말뚝의 최대 전단응력

$$f_s = S_{max}/Ap$$

$$f_{s0} : \text{말뚝의 허용 휨전단응력} = 120.000 \text{ Mpa}$$

μ_1 : 이음에 의한 허용응력 감소율

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

μ_2 : 세장비 의한 허용응력 감소율

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

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

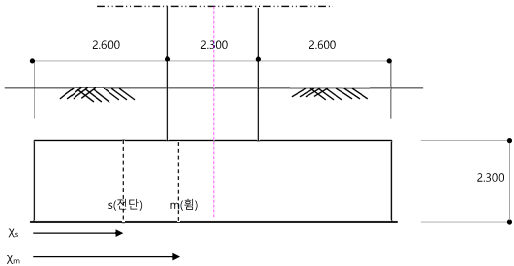
2) 단면 평가

(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}	x	n	
R1	836.527	x	5	4183 kN
R2	700.020	x	5	3500 kN
R3		x		
R4		x		
R5		x		

④ 단면력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
기초자중에 의한 단면력	$M_{기중} = h \times X_{m0} \times L \times Y_L \times i$	1608 kN·m
	$V_{기중} = h \times X_{s0} \times L \times Y_L \times i$	725 kN
상재하중에 의한 단면력	$M_{상재} = h' \times X_{m0} \times L \times Y_L \times i$	1780 kN·m
	$V_{상재} = h' \times X_{s0} \times L \times Y_L \times i$	802 kN
말뚝반력에 의한 단면력	$M_{말뚝} = R1 \times 2.081 + R2 \times 0.531$	10561 kN·m
	$V_{말뚝} = R1$	4183 kN
기초의 단면력	$M_u = M_{말뚝} - M_{기중} - M_{상재}$	7173 kN·m
	$V_u = V_{말뚝} - V_{기중} - V_{상재}$	2655 kN

⑤ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\Phi M_n = 13534 \geq 7173$	O.K
전단	$\Phi V_n = 13640 \geq 2655$	O.K

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

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

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

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

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

$$\text{- 휨 검토} \quad 1\text{단} : D \quad 22 \quad - \quad 56 \quad ea \quad A_s = 21678 \text{ mm}^2$$

$$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 37.8 \text{ mm}$$

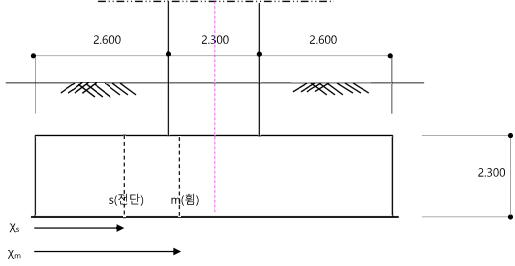
$$\text{- 전단 검토} \quad \Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 13640 \text{ kN}$$

(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	857.899	$\times 5$	4289 kN
R2	710.706	$\times 5$	3554 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	$M_{상재} = h' \times X_m \times B \times \gamma_c \times l$	1780 kN·m
	$V_{상재} = h' \times X_c \times B \times \gamma_c$	802 kN
말뚝반력에 의한 단면력	$M_{말뚝} = R1 \times 2.081 + R2 \times 0.531$	10812 kN·m
	$V_{말뚝} = R1$	4289 kN
기초의 단면력	$M_u = M_{말뚝} - M_{기초} - M_{상재}$	7424 kN·m
	$V_u = V_{말뚝} - V_{기초} - V_{상재}$	2762 kN

⑤ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\Phi M_n = 13534 \geq 7424$	O.K
전단	$\Phi V_n = 13640 \geq 2762$	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 22 - 56 ea
 $A_s = 21678 \text{ mm}^2$
 $a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 37.8 \text{ mm}$
- 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	0.428	35.037 O.K
		교축직각	15.000	0.416	36.019 O.K
	연직 압축지지력	교축	4346	837	5.195 O.K
		교축직각	4346	858	5.065 O.K
	연직 인발지지력	교축	590	0	- O.K
		교축직각	590	0	- O.K
말뚝 응력 검토	휨인장응력	교축	210.000	64.559	3.253 O.K
		교축직각	210.000	68.300	3.075 O.K
	휨압축응력	교축	210.000	88.516	2.372 O.K
		교축직각	210.000	88.686	2.368 O.K
	휨전단응력	교축	120.000	4.333	27.694 O.K
		교축직각	120.000	3.687	32.546 O.K
단면 검토	휨	교축	13534	7173	1.887 O.K
		교축직각	13534	7424	1.823 O.K
	전단	교축	13640	2655	5.137 O.K
		교축직각	13640	2762	4.938 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) PS

• 기초부 교축방향

$M'_2 = \text{Min} [M'_{2s}, M'_{2comb}] = \text{Min} [19.476, 8.992] = 8.992 \text{ kN·m}$
 $V'_2 = \text{Min} [V'_{2s}, V'_{2comb}] = \text{Min} [2.746, 1.194] = 1.194 \text{ kN}$

• 기초부 교직각방향

$M'_3 = \text{Min} [M'_{3s}, M'_{3comb}] = \text{Min} [19.516, 9.963] = 9.963 \text{ kN·m}$
 $V'_3 = \text{Min} [V'_{3s}, V'_{3comb}] = \text{Min} [2.284, 1.092] = 1.092 \text{ kN}$

1) 교축방향 지진력

• 교각하단의 작용력

- 연직력 : $N = 8.958 \times 1 = 8.958 \text{ kN}$
- 수평력 : $H = 1.194 \times 1 = 1.194 \text{ kN}$
- 모멘트 : $M = 8.992 \times 1 = 8.992 \text{ kN·m}$

2) 교축직각방향 지진력

• 교각하단의 작용력

- 연직력 : $N = 8.958 \times 1 = 8.958 \text{ kN}$
- 수평력 : $H = 1.092 \times 1 = 1.092 \text{ kN}$
- 모멘트 : $M = 9.963 \times 1 = 9.963 \text{ kN·m}$

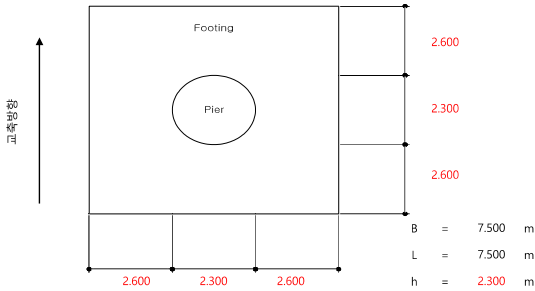
3) 기초 하단 지진력

구 분	연직력 N(kN)	수평력 H(kN)	모멘트 M(kN·m)	비 고
교 축 방 향	8.958	1.194	8.992	
교축직각방향	8.958	1.092	9.963	

11. 기초부 평가

11. 교각 5

11.1 검토조건



11.2 내진성능평가

1) 안정성 검토

(a) 말뚝의 허용연직지지력 산정

① 말뚝의 허용연직압축지지력(Ra)

구 분	계 산 과 정	결 과
Ra	$\gamma/n \times R_u$	4295 kN
Ra	말뚝의 허용연직압축지지력	
γ	극한지지력 추정법의 상위에 의한 안전율의 보정계수 ($\gamma = 1.0$)	
n	안전율 (지진시의 경우 지진시 ; $n = 2$)	
R_u	지반조건에 따라 결정되는 말뚝의 극한지지력	
	$R_u = qd + U \times \sum (l_i f_i)$	= 8590 kN
qd	말뚝 선단 지반의 극한지지력	
	$qd = \alpha \times q_u \times A$	= 7094 kN
α	감소계수는 0.2~0.5의 값을 가지며 평균값 0.35의 값을 적용	
q_u	말뚝 선단 지반의 일축압축강도	= 100000 kN/m ²
A	말뚝의 선단면적	
	$A = \pi \times D^2$	= 0.203 m ²
U	말뚝의 둘레길이	= 1.596 m
l_i	주면마찰력을 고려하는 층의 두께	
f_i	주면마찰력을 고려하는 층의 최대 주면마찰력	

β	$= \sqrt[4]{[(kh \times D)/(4 \times Ep \times l_p)]}$	= 0.9592 m ⁻¹
kh	$= kh0 \times (BH/0.3)^{-3/4}$	= 449959 kN/m ³
kh0	$= 1/0.3 \times \alpha \times Eo$ (지진시 $\alpha=2$)	= 933333 kN/m ³
Eo	$= 2800 \times N$ (1/β 깊이에서의 N치)	= 140000 kN/m ²
BH	$= \sqrt{(D/\beta)}$ (β _{상시} 적용)	= 0.7936 m
β _{상시}	$= \sqrt[4]{[(\alpha \times Eo)^5 \times D^5]/(0.3^2 \times 2^{16} \times (Ep \times l_p)^5)}$	= 0.8066 m ⁻¹
Ep	말뚝의 탄성계수	= 200000 N/mm ²
lp	말뚝의 단면 2차 모멘트	= 0.000338 m ⁴

(c) 기초의 두께 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
βλ	0.442 < 1.000	강제취급
β	$= \sqrt[4]{[(3 \times k)/(E \times h^3)]}$	= 0.170 m ⁻¹
k	$= Kp = Kv \times (m \times n)/(B \times L)$	= 90272 kN/m ³
E	$= 8,500 \times \sqrt[3]{f_{cu}}$	= 26702 Mpa
λ	$= \text{Max}[l, b]$	= 2.600 m
h	직접기초의 두께	= 2.300 m

(d) 말뚝머리의 안정성 검토

① 무리말뚝 원점의 변위량(δ_x, δ_y, α) 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
교축	$A_{xx} \times \delta_x + A_{xy} \times \delta_y - A_{\alpha\alpha} \times \alpha = V$	δ _x = 0.000448 m
	$A_{yx} \times \delta_x + A_{yy} \times \delta_y - A_{\alpha\alpha} \times \alpha = H_{교축}$	δ _y = 0.002976 m
	$A_{\alpha x} \times \delta_x + A_{\alpha y} \times \delta_y - A_{\alpha\alpha} \times \alpha = M_{교축}$	α= 0.000475 rad
교축 직각	$A_{xx} \times \delta_x + A_{xy} \times \delta_y - A_{\alpha\alpha} \times \alpha = V$	δ _x = 0.000445 m
	$A_{yx} \times \delta_x + A_{yy} \times \delta_y - A_{\alpha\alpha} \times \alpha = H_{교축직각}$	δ _y = 0.002976 m
	$A_{\alpha x} \times \delta_x + A_{\alpha y} \times \delta_y - A_{\alpha\alpha} \times \alpha = M_{교축직각}$	α= 0.000501 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	li (m)	N	fi (kN/m ²)	li·fi (kN/m)
사질토	4.200	30	60	252.00
자갈층	3.100	50	100	310.00
층화암	3.753	50	100	375.30
Σ(li·fi) =				937.30

① 말뚝의 허용연직인발지지력(Pa)

구 분	계 산 과 정	결 과
Pa	$1/n \times Pu + W$	555 kN
Pa	말뚝의 허용연직인발지지력	
n	안전율 (지진시 ; $n = 3$)	
Pu	말뚝의 극한인발력	
	$Pu = U \times \sum (l_i f_i)$	= 1496 kN
W	말뚝의 유효중량	
		= 56 kN

(b) 말뚝의 스프링정수 산정

① 말뚝의 축방향 스프링정수(Kv)

구 분	계 산 과 정	결 과
Kv	$a \times Ap \times Ep/L$	203112 kN/m
a	$a = 0.014 \times (L/D) + 0.72$	= 1.027
do	부식을 고려한 지름	= 504 mm
Ap	말뚝의 순단면적	= 10930 mm ²
Ep	말뚝의 탄성계수	= 200000 N/mm ²
L	말뚝 길이	= 11053 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
$A_{xy}A_{yx}$	$\sum (K_2 \cos \theta_i - K_1 \sin \theta_i) \cos \theta_i$	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}	$\sum (K_2 \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)$	5077809
$A_{y\alpha}A_{\alpha y}$	$\sum \{K_2 \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i\} x_i + K_2 \sin \theta_i$	0
$A_{\alpha\alpha}$	$\sum \{K_2 \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i\} x_i^2 + (K_2 + K_1) x_i \sin \theta_i + K_4\}$	27636458

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	1015562	0	10407066
2열	5	1.550	1191512	0	-621098	1015562	0	3087405
3열	5	0.000	1191512	0	-621098	1015562	0	647518
4열	5	-1.550	1191512	0	-621098	1015562	0	3087405
5열	5	-3.100	1191512	0	-621098	1015562	0	10407066

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
$A_{xy}A_{yx}$	$\sum (K_2 \cos \theta_i - K_1 \sin \theta_i) \cos \theta_i$	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}	$\sum (K_2 \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)$	5077809
$A_{y\alpha}A_{\alpha y}$	$\sum \{K_2 \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i\} x_i + K_2 \sin \theta_i$	0
$A_{\alpha\alpha}$	$\sum \{K_2 \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i\} x_i^2 + (K_2 + K_1) x_i \sin \theta_i + K_4\}$	27636458

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	1015562	0	10407066
2열	5	1.550	1191512	0	-621098	1015562	0	3087405
3열	5	0.000	1191512	0	-621098	1015562	0	647518
4열	5	-1.550	1191512	0	-621098	1015562	0	3087405
5열	5	-3.100	1191512	0	-621098	1015562	0	10407066

② 말뚝머리의 변위량 및 반력 산정

i) 교축방향

구 분	δ_{yi}	δ_{yj}	P_{Ni}	P_{Hi}	M_{bi}
1열	0.000448	0.004449	903.627	47.763	5.867
2열	0.000448	0.003712	754.053	47.763	5.867
3열	0.000448	0.002976	604.478	47.763	5.867
4열	0.000448	0.002240	454.903	47.763	5.867
5열	0.000448	0.001503	305.328	47.763	5.867

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	0.000445	0.004530	920.158	43.688	9.691
2열	0.000445	0.003753	762.318	43.688	9.691
3열	0.000445	0.002976	604.478	43.688	9.691
4열	0.000445	0.002199	446.637	43.688	9.691
5열	0.000445	0.001422	288.797	43.688	9.691

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	0.448	33.476	O.K
	연직압축지지력(kN)	4295	904	4.753	O.K
	연직인발지지력(kN)	555	0	-	O.K
교 축 직 각	수평변위(mm)	15,000	0.445	33.733	O.K
	연직압축지지력(kN)	4295	920	4.668	O.K
	연직인발지지력(kN)	555	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	0.353634	5.867	0.000	-47.763
2	1.105	0.074135	-12.282	-15.048	2.948
3	2.211	-0.017331	-4.862	-5.095	6.729
4	3.316	-0.014763	-0.172	0.081	1.924
5	4.421	-0.002918	0.525	0.639	-0.156
6	5.527	0.000783	0.198	0.207	-0.284
7	6.632	0.000615	0.004	-0.007	-0.077
8	7.737	0.000114	-0.022	-0.027	0.008
9	8.842	-0.000035	-0.008	-0.008	0.012
10	9.948	-0.000026	0.000	0.000	0.003
11	11.053	-0.000004	0.001	0.001	0.000

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

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

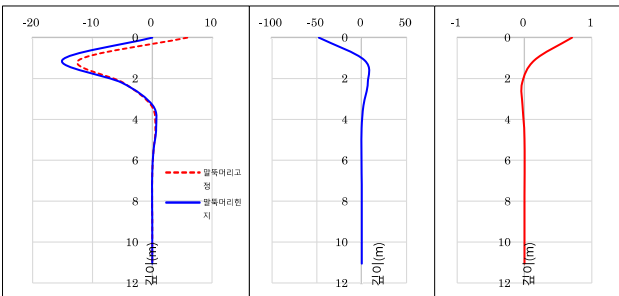
$M_{힌지} = -(P_{H0}/\beta) \times e^{-\beta x} \times \sin(\beta x)$

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

$P_{Hi} = 47.763 \text{ kN}$

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

$ho = M_{bi} / P_{Hi} = -122.826 \text{ mm}$



② 말뚝의 응력 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
말뚝머리 고정	$l_{inf} = 1/\beta \times \tan^{-1} [1/(1 + 2 \times \beta \times ho)]$	957 mm
	$M_{inf} = -(P_{H0}/2\beta) \times \sqrt{[(1 + 2 \times \beta \times ho)^2 + 1]} \times e^{-\beta \times l_{inf}}$	-12.512 kN·m
말뚝머리 힌지	$l_{nh} = \pi/(4 \times \beta)$	819 mm
	$M_{nh} = -0.3224 \times (P_{H0}/\beta)$	-16.054 kN·m
최대 부재력	$M_{max} = \max[M_{고정} , M_{힌지} , M_{inf} , M_{nh}]$	16.054 kN·m
	$S_{max} = S $	47.763 kN
말뚝 응력 검토	$f_t = 70.596 \leq 210.000$	O.K
	$f_c = 94.758 \leq 210.000$	O.K
	$f_s = 4.370 \leq 120.000$	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

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

f_{ts} : 말뚝의 허용 휨인장응력 = 210.000 Mpa

f_c : 말뚝의 최대 압축응력

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

f_{cs} : 말뚝의 허용 휨압축응력 = 210.000 Mpa

f_s : 말뚝의 최대 전단응력

$f_s = S_{max}/Ap$

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 현지	
1	0.000	0.288642	9.691	0.000	-43.688
2	1.105	0.072437	-9.195	-13.764	0.189
3	2.211	-0.010108	-4.276	-4.660	5.306
4	3.316	-0.012113	-0.344	0.074	1.774
5	4.421	-0.002888	0.396	0.584	-0.036
6	5.527	0.000476	0.176	0.189	-0.225
7	6.632	0.000508	0.012	-0.006	-0.072
8	7.737	0.000115	-0.017	-0.025	0.003
9	8.842	-0.000022	-0.007	-0.008	0.010
10	9.948	-0.000021	0.000	0.000	0.003
11	11.053	-0.000005	0.001	0.001	0.000

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

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

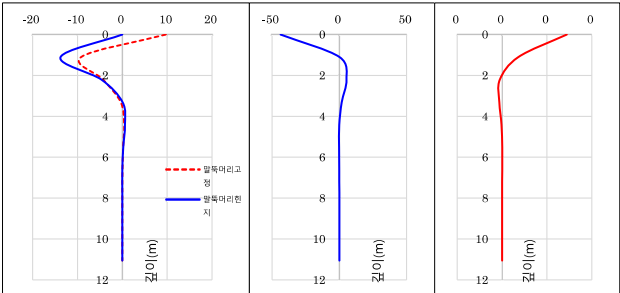
$M_{\text{정지}} = -(P_{H0}/\beta) \times e^{-\beta x} \times \sin(\beta x)$

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

$P_{H0} = 43.688 \text{ kN}$

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

$h_0 = M_0 / P_{H0} = -221.825 \text{ mm}$



< 모멘트선도 >

< 전단력선도 >

< 변위선도 >

② 말뚝의 응력 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
말뚝머리 고정	$l_{mf} = 1/\beta \times \tan^{-1} [1/(1+2 \times \beta \times h_0)]$	1094 mm
	$M_{mf} = -(P_{H0}/2\beta) \times \sqrt{(1+2 \times \beta \times h_0)^2 + 1} \times e^{-\beta \times l_{mf}}$	-9.196 kN·m
말뚝머리 현지	$l_{mh} = \pi/(4 \times \beta)$	819 mm
	$M_{mh} = -0.3224 \times (P_{H0}/\beta)$	-14.684 kN·m
최대 부재력	$M_{\max} = \max [M_{\Delta\beta H} , M_{\text{정지}} , M_{mf} , M_{mh}]$	14.684 kN·m
	$S_{\max} = S $	43.688 kN
말뚝 응력 검토	$f_t = 73.140 \leq 210.000$	O.K
	$f_c = 95.240 \leq 210.000$	O.K
	$f_s = 3.997 \leq 120.000$	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} : 말뚝의 허용 휨인장응력 = 210.000 Mpa

f_c : 말뚝의 최대 압축응력

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

f_{c0} : 말뚝의 허용 휨인장응력 = 210.000 Mpa

f_s : 말뚝의 최대 전단응력

$f_s = S_{\max}/A_p$

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

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

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

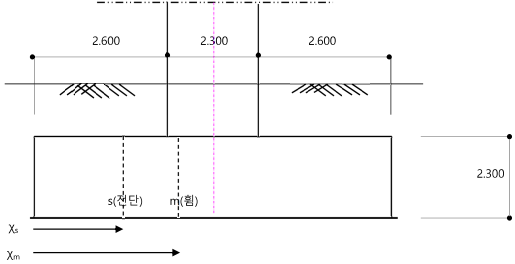
2) 단면 평가

(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	903.627	x	5	4518 kN
R2	754.053	x	5	3770 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
	$V_{기초} = h \times X_{s0} \times L \times Y_L$	725 kN
상재하중에 의한 단면력	$M_{상재} = h' \times X_{m0} \times L \times Y_L \times i$	1567 kN·m
	$V_{상재} = h' \times X_{s0} \times L \times Y_L$	707 kN
말뚝반력에 의한 단면력	$M_{말뚝} = R1 \times 2.081 + R2 \times 0.531$	11403 kN·m
	$V_{말뚝} = R1$	4518 kN
기초의 단면력	$M_u = M_{말뚝} - M_{기초} - M_{상재}$	8227 kN·m
	$V_u = V_{말뚝} - V_{기초} - V_{상재}$	3087 kN

⑤ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\Phi M_n = 17666 \geq 8227$	O.K
전단	$\Phi V_n = 13640 \geq 3087$	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

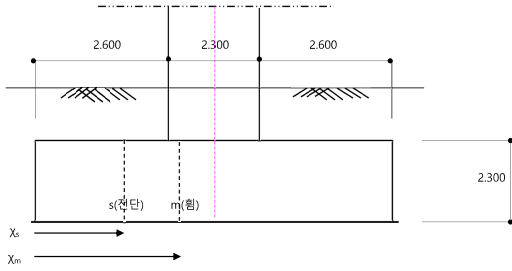
$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 13640 \text{ kN}$

(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	920.158	$\times \quad 5$	4601 kN
R2	762.318	$\times \quad 5$	3812 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	$M_{상재} = l' \times X_m \times B \times \gamma_t \times l$	1567 kN·m
	$V_{상재} = l' \times X_c \times B \times \gamma_t$	707 kN
말뚝반력에 의한 단면력	$M_{말뚝} = R1 \times 2.081 + R2 \times 0.531$	11597 kN·m
	$V_{말뚝} = R1$	4601 kN
기초의 단면력	$M_u = M_{말뚝} - M_{기초} - M_{상재}$	8421 kN·m
	$V_u = V_{말뚝} - V_{기초} - V_{상재}$	3169 kN

⑤ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\Phi M_n = 17666 \geq 8421$	O.K
전단	$\Phi V_n = 13640 \geq 3169$	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	0.448	33.476 O.K
		교축직각	15.000	0.445	33.733 O.K
	연직 압축지지력	교축	4295	904	4.753 O.K
		교축직각	4295	920	4.668 O.K
	연직 인발지지력	교축	555	0	- O.K
		교축직각	555	0	- O.K
말뚝 응력 검토	휨인장응력	교축	210.000	70.596	2.975 O.K
		교축직각	210.000	73.140	2.871 O.K
	휨압축응력	교축	210.000	94.758	2.216 O.K
		교축직각	210.000	95.240	2.205 O.K
	휨전단응력	교축	120.000	4.370	27.460 O.K
		교축직각	120.000	3.997	30.021 O.K
단면 검토	휨	교축	17666	8227	2.147 O.K
		교축직각	17666	8421	2.098 O.K
	전단	교축	13640	3087	4.419 O.K
		교축직각	13640	3169	4.304 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

$M'_1 = \text{Min} [M'_{1a}, M'_{1comb}] = \text{Min} [19.417, 7.753] = 7.753 \text{ kNm}$
 $V'_1 = \text{Min} [V'_{1a}, V'_{1comb}] = \text{Min} [2.287, 1.321] = 1.321 \text{ kN}$

• 기초부 교직방향

$M'_1 = \text{Min} [M'_{1a}, M'_{1comb}] = \text{Min} [19.450, 6.898] = 6.898 \text{ kNm}$
 $V'_1 = \text{Min} [V'_{1a}, V'_{1comb}] = \text{Min} [1.957, 1.045] = 1.045 \text{ kN}$

1) 교축방향 지진력

• 교각하단의 작용력

- 연직력 : $N = 7.763 \times 1 = 7.763 \text{ kN}$
- 수평력 : $H = 1.321 \times 1 = 1.321 \text{ kN}$
- 모멘트 : $M = 7.753 \times 1 = 7.753 \text{ kN·m}$

2) 교축직각방향 지진력

• 교각하단의 작용력

- 연직력 : $N = 7.763 \times 1 = 7.763 \text{ kN}$
- 수평력 : $H = 1.045 \times 1 = 1.045 \text{ kN}$
- 모멘트 : $M = 6.898 \times 1 = 6.898 \text{ kN·m}$

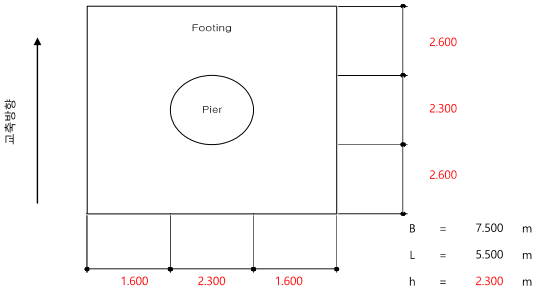
3) 기초 하단 지진력

구 분	연직력 N(kN)	수평력 H(kN)	모멘트 M(kN·m)	비 고
교 축 방 향	7.763	1.321	7.753	
교축직각방향	7.763	1.045	6.898	

11. 기초부 평가

11. 교각 7

11..1 검토조건



11.2 내진성능평가

1) 안정성 검토

(a) 말뚝의 허용연직지지력 산정

① 말뚝의 허용연직압축지지력(Ra)

구 분	계 산 과 정	결 과
Ra	$\gamma/n \times R_u$	4844 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

$$R_u = qd + U \times \sum (l_i f_i) = 9687 \text{ kN}$$

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
$\beta \lambda$	0.391 < 1.000	강제취급

$$\begin{aligned} \beta &= \sqrt[4]{[(3 \times k)/(E \times h^3)]} = 0.150 \text{ m}^{-1} \\ k &= Kp = Kv \times (m \times n)/(B \times L) = 55184 \text{ kN/m}^3 \\ E &= 8,500 \times \sqrt{f_{cu}} = 26702 \text{ Mpa} \\ \lambda &= \text{Max}[l, b] = 2.600 \text{ m} \\ h &= \text{직접기초의 두께} = 2.300 \text{ m} \end{aligned}$$

(d) 말뚝머리의 안정성 검토

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

구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	$A_{xx} \times \delta_x + A_{xy} \times \delta_y - A_{\alpha\alpha} \times \alpha = V$	$\delta_x = 0.000613 \text{ m}$
	$A_{yx} \times \delta_x + A_{yy} \times \delta_y - A_{\alpha\alpha} \times \alpha = H_{교축}$	$\delta_y = 0.004441 \text{ m}$
	$A_{\alpha x} \times \delta_x + A_{\alpha y} \times \delta_y - A_{\alpha\alpha} \times \alpha = M_{교축}$	$\alpha = 0.000751 \text{ rad}$
교 축 직 각	$A_{xx} \times \delta_x + A_{xy} \times \delta_y - A_{\alpha\alpha} \times \alpha = V$	$\delta_x = 0.001208 \text{ m}$
	$A_{yx} \times \delta_x + A_{yy} \times \delta_y - A_{\alpha\alpha} \times \alpha = H_{교축직각}$	$\delta_y = 0.006939 \text{ m}$
	$A_{\alpha x} \times \delta_x + A_{\alpha y} \times \delta_y - A_{\alpha\alpha} \times \alpha = M_{교축직각}$	$\alpha = 0.001791 \text{ rad}$
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 층	l_i (m)	N	f_i (kN/m ²)	$l_i f_i$ (kN/m)
사질토	4.600	30	60	276.00
자갈층	2.600	50	100	260.00
층화암	10.891	50	100	1089.10
$\sum (l_i f_i) =$				1625.10

① 말뚝의 허용연직인발지지력(Pa)

구 분	계 산 과 정	결 과
Pa	$1/n \times Pu + W$	945 kN

Pa : 말뚝의 허용연직인발지지력

n : 안전율 (지진시 ; $n = 3$)

Pu : 말뚝의 극한인발력

$$Pu = U \times \sum (l_i f_i) = 2594 \text{ kN}$$

W : 말뚝의 유효중량

$$= 81 \text{ kN}$$

(b) 말뚝의 스프링정수 산정

① 말뚝의 축방향 스프링정수(Kv)

구 분	계 산 과 정	결 과
Kv	$a \times Ap \times Ep/L$	113818 kN/m

$$a = 0.031 \times (L/D) - 0.15 = 0.827$$

do : 부식을 고려한 지름 = 504 mm

Ap : 말뚝의 순단면적 = 10930 mm²

Ep : 말뚝의 탄성계수 = 200000 N/mm²

L : 말뚝 길이 = 15891 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
$A_{xy}A_{yx}$	$\sum (K_2 \cos \theta_i - K_3 \sin \theta_i) \cos \theta_i$	0
$A_{\alpha x}A_{\alpha x}$	$\sum \{(K_2 \cos \theta_i - K_3 \sin \theta_i) \cos \theta_i - K_4 \sin \theta_i\}$	-3105489
A_{yy}	$\sum (K_1 \cos^2 \theta_i + K_2 \sin^2 \theta_i)$	2845447
$A_{y\alpha}A_{\alpha y}$	$\sum \{K_2 \cos^2 \theta_i + K_3 \sin^2 \theta_i\} K_3 \sin \theta_i$	0
$A_{\alpha\alpha}$	$\sum \{K_2 \cos^2 \theta_i + K_3 \sin^2 \theta_i\} K_3^2 + (K_2 + K_3) K_4 \sin \theta_i + K_4\}$	16909960

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	569089	0	6116466
2열	5	1.550	1191512	0	-621098	569089	0	2014755
3열	5	0.000	1191512	0	-621098	569089	0	647518
4열	5	-1.550	1191512	0	-621098	569089	0	2014755
5열	5	-3.100	1191512	0	-621098	569089	0	6116466

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
$A_{xy}A_{yx}$	$\sum (K_2 \cos \theta_i - K_3 \sin \theta_i) \cos \theta_i$	0
$A_{\alpha x}A_{\alpha x}$	$\sum \{(K_2 \cos \theta_i - K_3 \sin \theta_i) \cos \theta_i - K_4 \sin \theta_i\}$	-1987513
A_{yy}	$\sum (K_1 \cos^2 \theta_i + K_2 \sin^2 \theta_i)$	1821086
$A_{y\alpha}A_{\alpha y}$	$\sum \{K_2 \cos^2 \theta_i + K_3 \sin^2 \theta_i\} K_3 \sin \theta_i$	0
$A_{\alpha\alpha}$	$\sum \{K_2 \cos^2 \theta_i + K_3 \sin^2 \theta_i\} K_3^2 + (K_2 + K_3) K_4 \sin \theta_i + K_4\}$	6533717

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	4	2.100	953209	0	-496878	455271	0	2525761
2열	4	0.700	953209	0	-496878	455271	0	741097
3열	4	-0.700	953209	0	-496878	455271	0	741097
4열	4	-2.100	953209	0	-496878	455271	0	2525761

② 말뚝머리의 변위량 및 반력 산정

i) 교축방향

구 분	δ_{yi}	δ_{xi}	P_{Ni}	P_{Hi}	M_{bi}
1열	0.000613	0.006768	770.347	52.826	21.073
2열	0.000613	0.005605	637.909	52.826	21.073
3열	0.000613	0.004441	505.471	52.826	21.073
4열	0.000613	0.003277	373.033	52.826	21.073
5열	0.000613	0.002114	240.596	52.826	21.073

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

ii) 교축직각방향

구 분	δ_{yi}	δ_{xi}	P_{Ni}	P_{Hi}	M_{bi}
1열	0.001208	0.010701	1217.914	65.342	81.919
2열	0.001208	0.008193	932.504	65.342	81.919
3열	0.001208	0.005685	647.094	65.342	81.919
4열	0.001208	0.003178	361.684	65.342	81.919

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

③ 말뚝머리의 변위량과 지지력에 대한 안정성 검토

구 분	보유성능	소요성능	S.F	판정
교 축	수평변위(mm)	15,000	0.613	24.470 O.K
	연직압축지지력(kN)	4844	770	6.288 O.K
	연직인발지지력(kN)	945	0	- O.K
교 축 직 각	수평변위(mm)	15,000	1.208	12.419 O.K
	연직압축지지력(kN)	4844	1218	3.977 O.K
	연직인발지지력(kN)	945	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	0.273710	21.073	0.000	-52.826
2	1.589	0.039678	-7.183	-11.981	2.162
3	3.178	-0.012178	-1.145	-0.243	2.549
4	4.767	-0.002129	0.317	0.563	-0.051
5	6.356	0.000534	0.061	0.023	-0.122
6	7.946	0.000112	-0.014	-0.026	0.000
7	9.535	-0.000023	-0.003	-0.002	0.006
8	11.124	-0.000006	0.001	0.001	0.000
9	12.713	0.000001	0.000	0.000	0.000
10	14.302	0.000000	0.000	0.000	0.000
11	15.891	0.000000	0.000	0.000	0.000

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

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

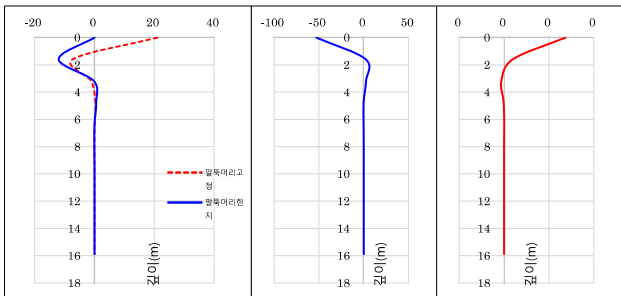
$$M_{힌지} = -(P_{H0}/\beta) \times e^{-\beta x} \times \sin(\beta x)$$

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

$$P_{Hi} = 52.826 \text{ kN}$$

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

$$h_0 = M_b / P_{Hi} = -398.913 \text{ mm}$$



< 모멘트선도 >

< 전단력선도 >

< 변위선도 >

② 말뚝의 응력 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
말뚝머리 고정	$l_{inf} = 1/\beta \times \tan^{-1} [1/(1 + 2 \times \beta \times h_0)]$	1397 mm
	$M_{inf} = -(P_{H0}/2\beta) \times \sqrt{[(1 + 2 \times \beta \times h_0)^2 + 1]} \times e^{-\beta \times l_{inf}}$	-7,404 kN·m
말뚝머리 힌지	$l_{nh} = \pi/(4 \times \beta)$	819 mm
	$M_{nh} = -0.3224 \times (P_{H0}/\beta)$	-17,756 kN·m
최대 부재력	$M_{max} = \max[M_{고정} , M_{힌지} , M_{inf} , M_{nh}]$	21,073 kN·m
	$S_{max} = S $	52.826 kN
말뚝 응력 검토	$f_t = 54.625 \leq 199.500$	O.K
	$f_c = 86.341 \leq 199.500$	O.K
	$f_s = 4.833 \leq 120.000$	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

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

$$f_{ta}: \text{말뚝의 허용 휨인장응력} = 199.500 \text{ Mpa}$$

f_c : 말뚝의 최대 압축응력

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

$$f_{ca}: \text{말뚝의 허용 휨압축응력} = 199.500 \text{ Mpa}$$

f_s : 말뚝의 최대 전단응력

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

$$f_{sa}: \text{말뚝의 허용 휨전단응력} = 120.000 \text{ Mpa}$$

μ_1 : 이음에 의한 허용응력 감소율

$$\mu_1 = 0.05 \times \text{이음개수} = 0.050$$

μ_2 : 세장비 의한 허용응력 감소율

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

$$\mu = \mu_1 + \mu_2 = 0.050$$

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	-0.111071	81.919	0.000	-65.342
2	1.589	0.142340	3.831	-14.820	-20.635
3	3.178	0.008152	-3.808	-0.300	2.681
4	4.767	-0.006586	-0.259	0.697	1.033
5	6.356	-0.000520	0.175	0.028	-0.106
6	7.946	0.000302	0.016	-0.032	-0.051
7	9.535	0.000031	-0.008	-0.002	0.004
8	11.124	-0.000014	-0.001	0.001	0.003
9	12.713	-0.000002	0.000	0.000	0.000
10	14.302	0.000001	0.000	0.000	0.000
11	15.891	0.000000	0.000	0.000	0.000

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

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

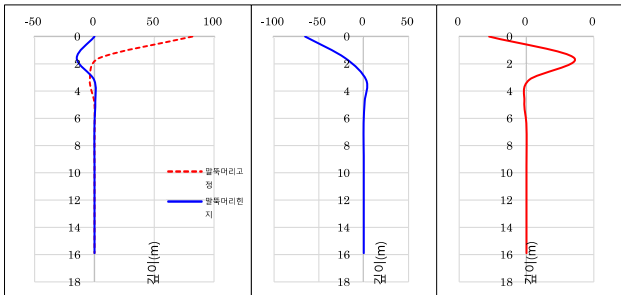
$$M_{\text{변위}} = -(P_{H0}/\beta) \times e^{-\beta x} \times \sin(\beta x)$$

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

$$P_{H0} = 65.342 \text{ kN}$$

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

$$ho = M_0 / P_{H0} = -1253.690 \text{ mm}$$



< 모멘트선도 >

< 전단력선도 >

< 변위선도 >

② 말뚝의 응력 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
말뚝머리 고정	$l_{mf} = 1/\beta \times \tan^{-1} [t/(1+2 \times \beta \times ho)]$	-645 mm
	$M_{mf} = -(P_{H0}/2\beta) \times \sqrt{[(1+2 \times \beta \times ho)^2 + 1]} \times e^{-\beta \times l_{mf}}$	-109.036 kN·m
말뚝머리 힌지	$l_{mh} = \pi/(4 \times \beta)$	819 mm
	$M_{mh} = -0.3224 \times (P_{H0}/\beta)$	-21.962 kN·m
최대 부재력	$M_{max} = \max[M_{\Delta\beta H} , M_{\text{변위}} , M_{mf} , M_{mh}]$	109.036 kN·m
	$S_{max} = S $	65.342 kN
말뚝 응력 검토	$f_t = 29.380 \leq 199.500$	O.K
	$f_c = 193.485 \leq 199.500$	O.K
	$f_s = 5.978 \leq 120.000$	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

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

$$f_{\Delta\beta H} \text{ : 말뚝의 허용 휨인장응력} = 199.500 \text{ Mpa}$$

f_c : 말뚝의 최대 압축응력

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

$$f_{\Delta\beta H} \text{ : 말뚝의 허용 휨인장응력} = 199.500 \text{ Mpa}$$

f_s : 말뚝의 최대 전단응력

$$f_s = S_{max}/Ap$$

$$f_{\Delta\beta H} \text{ : 말뚝의 허용 휨전단응력} = 120.000 \text{ Mpa}$$

μ_1 : 이음에 의한 허용응력 감소율

$$\mu_1 = 0.05 \times \text{이음개수} = 0.050$$

μ_2 : 세장비 의한 허용응력 감소율

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

$$\mu = \mu_1 + \mu_2 = 0.050$$

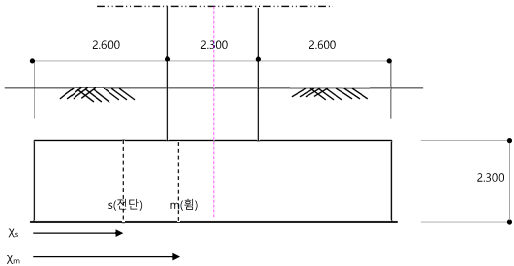
2) 단면 평가

(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	770.347	x	5	3852 kN
R2	637.909	x	5	3190 kN
R3		x		
R4		x		
R5		x		

④ 단면력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
기초자중에 의한 단면력	$M_{기초} = h \times X_m \times L \times Y_L \times i$	1179 kN·m
	$V_{기초} = h \times X_s \times L \times Y_L \times c$	532 kN
상재하중에 의한 단면력	$M_{상재} = h' \times X_m \times L \times Y_L \times i$	1383 kN·m
	$V_{상재} = h' \times X_s \times L \times Y_L \times c$	624 kN
말뚝반력에 의한 단면력	$M_{말뚝} = R1 \times 2.081 + R2 \times 0.531$	9708 kN·m
	$V_{말뚝} = R1$	3852 kN
기초의 단면력	$M_u = M_{말뚝} - M_{기초} - M_{상재}$	7145 kN·m
	$V_u = V_{말뚝} - V_{기초} - V_{상재}$	2697 kN

⑤ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\Phi M_n = 13557 \geq 7145$	O.K
전단	$\Phi V_n = 10003 \geq 2697$	O.K

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

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

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

$$b = 5500 \text{ mm} \quad d = 2100 \text{ mm}$$

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

$$\text{- 휨 검토} \quad 1\text{단} : D \quad 25 \quad - \quad 43 \quad \text{ea} \quad A_s = 21788 \text{ mm}^2$$

$$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 51.8 \text{ mm}$$

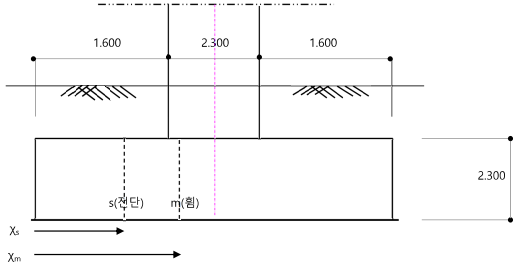
$$\text{- 전단 검토} \quad \Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 10003 \text{ kN}$$

(b) 교축직각방향

① 위험단면 선정

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$X_m = 1.600 + (2.300 - 2.038)/2$	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_{Hi}	$x \quad n$	
R1	1217.914	$x \quad 4$	4872 kN
R2		x	
R3		x	
R4		x	
R5		x	

④ 단면력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
기초자중에 의한 단면력	$M_{기초} = h \times X_m \times B \times \gamma_c \times l$	646 kN·m
	$V_{기초} = h \times X_s \times B \times \gamma_c$	294 kN
상재하중에 의한 단면력	$M_{상재} = h' \times X_m \times B \times \gamma_t \times l$	758 kN·m
	$V_{상재} = h' \times X_s \times B \times \gamma_t$	344 kN
말뚝반력에 의한 단면력	$M_{말뚝} = R1 \times 1.081$	5265 kN·m
	$V_{말뚝} = R1$	4872 kN
기초의 단면력	$M_u = M_{말뚝} - M_{기초} - M_{상재}$	3862 kN·m
	$V_u = V_{말뚝} - V_{기초} - V_{상재}$	4234 kN

⑤ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\Phi M_n = 10575 \geq 3862$	O.K
전단	$\Phi V_n = 13640 \geq 4234$	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	=	2100	mm
ϕ_f	=	1.000		ΦV	=	1.000	

- 휨 검토 1단 : D 19 - 59 ea $A_s = 16904 \text{ mm}^2$

$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 29.5 \text{ mm}$

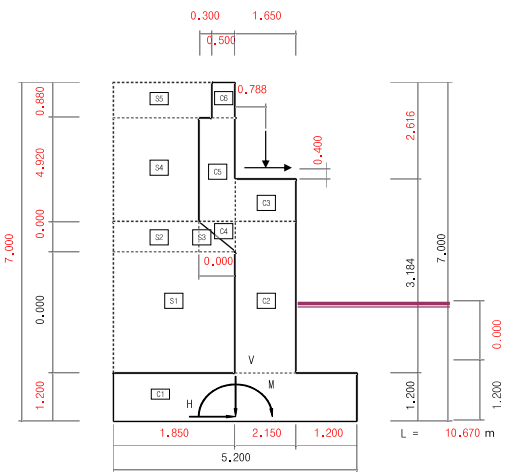
- 전단 검토 $\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 13640 \text{ kN}$

3) 결과 요약

구 분		보유성능	소요성능	S.F	판정
안정성 검토	수평변위	교축	15.000	0.613	24.470 O.K
		교축직각	15.000	1.208	12.419 O.K
	연직 압축지지력	교축	4844	770	6.288 O.K
		교축직각	4844	1218	3.977 O.K
	연직 인발지지력	교축	945	0	- O.K
		교축직각	945	0	- O.K
말뚝 응력 검토	휨인장응력	교축	199.500	54.625	3.652 O.K
		교축직각	199.500	29.380	6.790 O.K
	휨압축응력	교축	199.500	86.341	2.311 O.K
		교축직각	199.500	193.485	1.031 O.K
	휨전단응력	교축	120.000	4.833	24.828 O.K
		교축직각	120.000	5.978	20.072 O.K
단면 검토	휨	교축	13557	7145	1.897 O.K
		교축직각	10575	3862	2.738 O.K
	전단	교축	10003	2697	3.709 O.K
		교축직각	13640	4234	3.222 O.K

12. 기초부 평가(교대평가)

1) 교대 구체 하중산정



구분	체적		단위중량	수직력	수평지진계수	수평력	팔길이		모멘트	
	A	y		W	K_h	H	x	y	M_x	M_y
구체	C1	6.240	25.00	156.000	0.077	12.012	2.600	0.600	405.600	7.207
	C2	0.000	25.00	0.000	0.077	0.000	2.275	1.200	0.00	0.000
	C3	5.254	25.00	131.340	0.077	10.113	2.025	2.792	265.96	28.236
	C4	0.000	25.00	0.000	0.077	0.000	3.350	1.200	0.000	0.000
	C5	3.936	25.00	98.400	0.077	7.577	3.250	3.660	319.800	27.731
	C6	0.440	25.00	11.000	0.077	0.847	1.450	6.560	15.950	5.556
받침	소계	15.870		396.740		30.549			1007.314	68.731
	S1	0.000	20.00	0.000	0.077	0.000	4.275	1.200	0.000	0.000
	S2	0.000	20.00	0.000	0.077	0.000	4.275	1.200	0.000	0.000
	S3	0.000	20.00	0.000	0.077	0.000	3.350	1.200	0.000	0.000
	S4	9.102	20.00	182.040	0.077	14.017	4.275	3.660	778.221	51.303
	S5	1.892	20.00	37.840	0.077	2.914	4.125	6.560	156.090	19.114
총계	소계	10.994		219.880		16.931			934.311	70.416
	총 계			616.620		47.480			1941.625	139.147

※ 수평력(지진시 관성력) $H = K_h \times V$

(수평지진계수, $K_h = 0.5A = 0.5 \times 0.154 = 0.077$)

2) 지반조건

구 분		단 위	내 용	비 고
뒷채움재	단위중량 (γ_2)	kN/m ³	20.0	
	내부마찰각 (ϕ_2)	°	35	
기초지반	단위중량 (γ_2)	kN/m ³	23.0	
	내부마찰각 (ϕ_2)	°	35	
	N값	-	50	
	극한지지력(q_u)	kN/m ²	900	
가속도 계수	$S = Z \times I$	g	0.154	(0.11 x 1.4)
교대	콘크리트 압축강도	Mpa	24	
	철근 항복강도	Mpa	300	
	단위중량	kN/m ³	25	

3) 교대 받침부 하중

구 분	SH1	SH2	SH3	SH4	SH5	SH6	SH7
반력(kN)	1044	930					
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)

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos\theta \cos^2\beta \cos(\delta + \beta + \theta)} \left[1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta - \beta)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(\theta - \beta)} \right]^{-1} = 0.314$$

ϕ : 뒷채움층의 내부마찰각 = 35.00 °
 β : 벽배면과 연직면이 이루는 각 = 0.00 °
 δ : 벽배면과 흙 사이의 벽면 마찰각 = 0.00 °
 ϵ : 지표면과 수평면이 이루는 각 = 0.00 °
 θ : $\tan^{-1} [K_h / (1 - K_v)]$ = 4.403 °

② 토압 산정

구 분		계 산 과 정	결 과
P_{AE}	안정검토시	$= 1/2 \times \gamma_1 \times H^2 \times K_{AE} = 1/2 \times 20 \times 7 \times 0.314$	153.762 kN
	단면검토시	$= 1/2 \times \gamma_2 \times H^2 \times K_{AE} = 1/2 \times 20 \times 5.8 \times 0.314$	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

구 분	계 산 과 정	결 과
P_1	$= q_1 + B_{q1} = 10 \times 1.35$	13.5 kN

q_1 = 뒷채움 지표면의 상재하중 = 10.0 kN/m
 B_{q1} = 상재하중 분포길이 = 1.4 m
X = 상재하중 작용 위치 = 4.525 m

④ 상부구조에 의한 하중산정

구 분	계 산 과 정	결 과
R_u	$= R + (B_{abut} / \sin(90-\theta)) = 1974 + (10.67 / \sin(90-0))$	185 kN/m

R = 교대상부 고정하중에 의한 연직반력의 총 합 = 1974 kN
 B_{abut} = 교대 총 폭 = 10.670 m
 θ = 교량의 경사각 = 0 °

⑤ 고정단 하부구조에 작용하는 관성력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
F_{sk}	$= F_1 + F_2$	27.75 kN/m

f_s = 받침 마찰계수 = 0.15
(POT = 0.05 , 그외 = 0.15)
 K_h = 설계 수평지진계수 = 0.077
 F_1 = $R_u \times f_s \times K_h \times \cos(90-\theta)$ = 0.000 kN
 F_2 = $R_u \times f_s \times K_h \times \sin(90-\theta)$ = 27.750 kN

12. 교대평가

12.1 교대 1

12.1.2 내진성능평가

1) 지진시 작용하중 하중조합

구분	수직력	수평력	작용거리(m)		모멘트 (kN-m)
	(kN)	(kN)	X	Y	M_u
교대구체	396.740	30.549	-	-	1007.314
뒷채움재	219.880	16.931	-	-	934.311
배면토압	-	153.762	-	3.500	-
연직반력	185.000	-	2.062	-	381.470
관성력	-	27.750	-	4.384	-
하중조합	801.620	228.992	-	-	2323.095

2) 말뚝 재료

말뚝종류	직경(mm)	두께(mm)	부식(mm)	길이(m)
강관말뚝	508.0	12.0	2	9.500

3) 안정성 검토

(a) 말뚝의 허용연직지지력 산정

① 말뚝의 허용연직압축지지력(R_a)

구 분	계 산 과 정	결 과
R_a	말뚝재료(구조물기초기준), Q_p	28376 kN
	N값 이용 지지력(구조물기초기준), R_u/n	1232 kN
	평균값	14804 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)

말 뚝 종 류	n	세장비의 상한계
PC 말뚝	80	105
PHC 말뚝	85	110
강관말뚝	100	130
현장타설말뚝	60	80

• 말뚝이음에 대한 저항률(μ_2)

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 kN
 μ_1 : 세장비에 대한 저항률 ($\mu_1 = L/d - n$) = 0
 μ_2 : 현장용접이음에 대한 저항률 = 0
 F_{ca} : 말뚝의 허용압축응력 = 140000 kN/m²

ii) 현장시험결과(N)를 이용한 방법(구조물기초 설계기준 해설, 2018)

R_a : 말뚝의 허용연직압축지지력
 γ : 극한지지력 추정법의 상위에 의한 안전율의 보정계수 ($\gamma = 1.0$)
 n : 안전율 (지지말뚝의 경우 지진시 ; $n = 2$)
 R_u : 지반조건에 따라 결정되는 말뚝의 극한지지력
 $R_u = q_d + U \times \sum(i-f_i)$ = 2464 kN
 q_d : 말뚝 선단 지반의 극한지지력
 $q_d = 200 \times N \times A_p$ = 1216 kN
 A : 말뚝의 선단면적
 $A = \pi \times D^2$ = 0.203 m²
 U : 말뚝의 둘레길이 = 1.596 m
 li : 주변마찰력을 고려하는 층의 두께
 fi : 주변마찰력을 고려하는 층의 최대 주변마찰력

지 중	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
풍화암	5.3	50	100	530.00
Σ(li·fi) =			782.00	

② 말뚝의 허용연직인발지력(Pa)

구 분	계 산 과 정	결 과
Pa	1/n×Pu + W	464 kN

Pa : 말뚝의 허용연직인발지력

n : 안전율 (지진시 ; n = 3)

Pu : 말뚝의 극한인발력

$$Pu = U \times \sum (li \cdot fi) = 1248 \text{ kN}$$

W : 말뚝의 유효중량

$$= 48 \text{ kN}$$

(b) 말뚝의 스프링정수 산정

① 말뚝의 축방향 스프링정수(Kv)

구 분	계 산 과 정	결 과
Kv	a×Ap×Ep/L	179206 kN/m

$$a = 0.010 \times (L/D) + 0.36 = 0.548$$

do : 부식을 고려한 지름 = 504 mm

Ap : 말뚝의 순단면적 = 15519 mm²

Ep : 말뚝의 탄성계수 = 200000 N/mm²

L : 말뚝 길이 = 9500 mm

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

구 분	계 산 과 정	결 과
K1	4EIβ ³	107753 kN/m
K2	2EIβ ²	81927 kN/rad
K3	2EIβ ²	81927 kN-m/m
K4	2EIβ	124581 kN-m/rad

(d) 말뚝머리의 안정성 검토

① 무리말뚝 원점의 변위량(δ_x, δ_y, α) 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
교축	$A_{xx} \times \delta_x + A_{yy} \times \delta_y - A_{\alpha\alpha} \times \alpha = V$	δ _x = 0.000550 m
	$A_{yx} \times \delta_x + A_{xy} \times \delta_y - A_{\alpha\alpha} \times \alpha = H_{\text{교축}}$	δ _y = 0.000061 m
	$A_{\alpha\alpha} \times \delta_x + A_{\alpha y} \times \delta_y - A_{\alpha\alpha} \times \alpha = M_{\text{교축}}$	α = 0.000258 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}	$\sum (K_1 \cos^2 \theta_i + K_2 \sin^2 \theta_i)$	2262813
A _{yy} A _{yx}	$\sum (K_1 - K_2) \sin \theta_i \cos \theta_i$	0
A _{αα} A _{αx}	$\sum \{ (K_1 - K_2) x_i \sin \theta_i \cos \theta_i - K_3 \cos \theta_i \}$	-1720462
A _{yy}	$\sum (K_1 \cos^2 \theta_i + K_2 \sin^2 \theta_i)$	3763335
A _{yx} A _{xy}	$\sum \{ K_1 \cos^2 \theta_i + K_2 \sin^2 \theta_i \} x_i y_i + K_3 \sin \theta_i$	0
A _{αα}	$\sum \{ K_1 \cos^2 \theta_i + K_2 \sin^2 \theta_i \} x_i^2 + (K_3 + K_4) x_i \sin \theta_i + K_4 \}$	12686260

구 분	n	xi	A _{xx}	A _{yy} A _{yx}	A _{αα} A _{αx}	A _{yy}	A _{yx} A _{xy}	A _{αα}
1열	7	1.950	754271	0	-573487	1254445	0	5642095
2열	7	-0.650	754271	0	-573487	1254445	0	1402071
3열	7	-1.950	754271	0	-573487	1254445	0	5642095

$$\begin{aligned} \beta &= \sqrt[4]{[(kh \times D)/(4 \times Ep \times Ip)]} = 0.6576 \text{ m}^{-1} \\ kh &= kh0 \times (BH/0.3)^{-1/4} = 139489 \text{ kN/m}^3 \\ kh0 &= 1/0.3 \times \alpha \times Eo \quad (\text{지진시 } \alpha=2) = 333333 \text{ kN/m}^3 \\ Eo &= 1000 \times N \quad (1/\beta \text{ 값이에서의 } N \text{ 지}) = 50000 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

(굵은모래)

※ 도로공사실무요령 (표 8.7 흙의 종류별 탄성 계수, E_s : kN/m²)

흙의 종류	E _s /N
실트, 모래질 실트	400
가는 모래, 약간 굵은 모래	700
굵은 모래	1,000
모래질 자갈, 자갈	1,200

$$BH = \sqrt{(D/\beta)} \quad (\beta_{\text{상시}} \text{ 적용}) = 0.9585 \text{ m}$$

$$\beta_{\text{상시}} = \sqrt[2.5]{[(\alpha \times Eo)^8 \times D^{5/2} / (0.3^2 \times 2^{16} \times (Ep \times Ip)^3)]} = 0.5530 \text{ m}^{-1}$$

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

$$Ip : \text{말뚝의 단면 2차 모멘트} = 0.000474 \text{ m}^4$$

(c) 기초의 두께 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
βλ	0.347 < 1.000	강제취급

$$\beta = \sqrt[4]{((3 \times k)/(E \times h^3))} = 0.289 \text{ m}^{-1}$$

$$k = Kp = Kv \times (m \times n)/(B \times L) = 103388 \text{ kN/m}^3$$

$$E = 8,500 \sqrt[3]{f_{cu}} = 25811 \text{ Mpa}$$

$$\lambda = \text{Max}[Lb] = 1.200 \text{ m}$$

$$h = \text{직접기초의 두께} = 1.200 \text{ m}$$

② 말뚝머리의 변위량 및 반력 산정

i) 교축방향

구 분	δ _{xi}	δ _{yi}	P _{xi}	P _{yi}	M _{xi}
1열	0.000550	0.000563	100.972	38.172	-12.969
2열	0.000550	-0.000107	-19.118	38.172	-12.969
3열	0.000550	-0.000442	-79.163	38.172	-12.969

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

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

$$P_{xi} = Kv \times \delta_{yi}$$

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

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

③ 말뚝머리의 변위량과 지지력에 대한 안정성 검토

구 분	보유성능	소요성능	S.F	판정
교축	수평변위(mm)	15.000	0.550	27.262 O.K
	연직압축지지력(kN)	14804	101	146.614 O.K
	연직인발지지력(kN)	464	79	5.863 O.K

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

경우에는 δa = 15mm를 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	0.866811	-12.969	0.000	-38.172
2	0.950	0.326864	-27.870	-18.177	0.718
3	1.900	0.035420	-20.489	-15.788	11.566
4	2.850	-0.062933	-9.807	-8.502	9.840
5	3.800	-0.064814	-2.644	-2.859	5.231
6	4.750	-0.038254	0.515	-0.046	1.723
7	5.700	-0.014646	1.205	0.780	-0.003
8	6.650	-0.001755	0.899	0.690	-0.497
9	7.600	0.002674	0.435	0.376	-0.430
10	8.550	0.002826	0.120	0.129	-0.231
11	9.500	0.001688	-0.020	0.004	-0.078

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

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

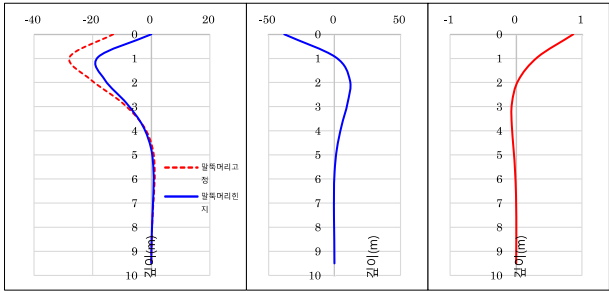
$M_{힌지} = -(P_{Hi}/\beta) \times e^{-\beta x} \times \sin(\beta x)$

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

$P_{Hi} = 38.172 \text{ kN}$

$\beta = 0.658 \text{ m}^{-1}$

$ho = M_{Hi} / P_{Hi} = 339.737 \text{ mm}$



② 말뚝의 응력 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
말뚝머리 고정	$l_{inf} = 1/\beta \times \tan^{-1}[1/(1 + 2 \times \beta \times ho)]$	920 mm
	$M_{inf} = -(P_{Hi}/2\beta) \times \sqrt{[(1 + 2 \times \beta \times ho)^2 + 1] \times e^{-\beta \times l_{inf}}}$	-27.881 kN·m
말뚝머리 힌지	$l_{nh} = \pi/(4 \times \beta)$	1194 mm
	$M_{nh} = -0.3224 \times (P_{Hi}/\beta)$	-18.714 kN·m
최대 부재력	$M_{max} = \max[M_{고정} , M_{힌지} , M_{inf} , M_{nh}]$	27.881 kN·m
	$S_{max} = S $	38.172 kN
말뚝 응력 검토	$f_t = 0.000$	≤ 210.000 O.K
	$f_c = 21.459$	≤ 210.000 O.K
	$f_s = 2.460$	≤ 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

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

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

f_c : 말뚝의 최대 압축응력

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

$f_{ca} : \text{말뚝의 허용 휨압축응력} = 210.000 \text{ Mpa}$

f_s : 말뚝의 최대 전단응력

$f_s = S_{max}/Ap$

$f_{sa} : \text{말뚝의 허용 휨전단응력} = 120.000 \text{ Mpa}$

μ_1 : 이용에 의한 허용응력 감소율

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

μ_2 : 세장비 의한 허용응력 감소율

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

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

2) 단면 평가

(a) 벽체의 단면검토

① 단면력 산정

구분	수평력 (kN)	전단력 (kN)	작용거리 (Y,m)	모멘트 (kN·m)
배면토압	105.562	105.562	2.900	306.131
교대구체	30.549 kN	30.549	1.286	39.279
관성력	27.750	27.750	3.184	88.356
단면력		163.861		433.766

여기서, 지진시 하중계수 : $\phi = 1.0$

교대구체 수평력, H_i = 교대 기초부를 제외한 수평력 = 30.549 kN

$M_o = \sum_{i=1}^6 ((H_i \times (Y_i - 2.078))) = 39.279031 \text{ kN·m}$

$Y = M_o / H_o = 1.286 \text{ m}$

② 단면력 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\phi Mn = 5075 \geq 434$	O.K
전단	$\phi Vn = 9148 \geq 164$	O.K

$\phi Mn = \phi \times As \times fy \times (d - a/2)$

$\phi Vn = \phi Vc + \phi Vs$ ($\phi Vc \geq Vs$ 이므로, 전단철근 ϕVs 미고려)

$f_{ck} = 24 \text{ Mpa}$, $fy = 300 \text{ Mpa}$

$b = 10670 \text{ mm}$, $d = 1050 \text{ mm}$

$\phi f = 1.000$, $\phi v = 1.000$

- 휨 검토 1단 : D 16 - 82 ea

$As = 16285 \text{ mm}^2$

$a = (As \times fy) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 22.4 \text{ mm}$

- 전단 검토

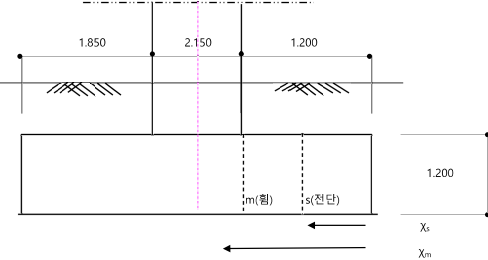
$\phi Vc = \phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 9148 \text{ kN}$

(b) 압급의 단면검토

① 위험단면 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$X_n =$	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}	n	
R1	100.972	7	707 kN
R2			
R3			
R4			
R5			

④ 단면력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
기초자중에 의한 단면력	$M_{기초} = H \times a \times y_c \times a/2$ $V_{기초} = H \times b \times y_c$	22 kN-m 36 kN
말뚝에 의한 단면력	$M_{지반} = qa \times a^2/2 + (q_{max} - qa)/2 \times a^2 \times 2/3$ $V_{지반} = qb \times b + (q_{max} - qb)/2 \times b$	389 kN-m 707 kN
기초의 단면력	$M_u = M_{말뚝} - M_{기초}$ $V_u = V_{말뚝} - V_{기초}$	367 kN-m 671 kN

⑤ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\Phi M_n = 5075 \geq 367$	O.K
전단	$\Phi V_n = 9148 \geq 671$	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)

$f_{ck} = 24 \text{ Mpa}$ $f_y = 300 \text{ Mpa}$
 $b = 10670 \text{ mm}$ $d = 1050 \text{ mm}$
 $\Phi f = 1.000$ $\Phi v = 1.000$

- 휨 검토 1단 : D 16 - 82 ea

$A_s = 16285 \text{ mm}^2$
 $a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 22.4 \text{ mm}$

- 전단 검토

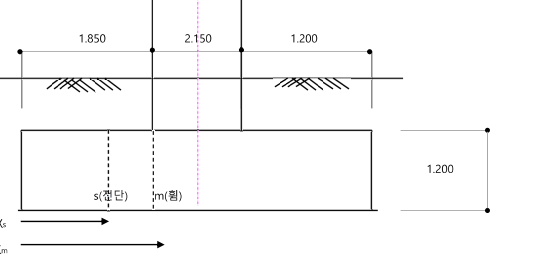
$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 9148 \text{ kN}$

(C) 뒷굽의 단면검토

① 위험단면 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$X_m =$	1.850 m
전단	$X_s = 1.850 - 1.050/2$	1.325 m

② 위험단면 산정



③ 말뚝의 반력

구 분	계 산 과 정	결 과
	$P_{Ni} \times n$	
R1	100.972 × 7	707 kN
R2	×	
R3	×	
R4	×	
R5	×	

$H_{상면} : \text{기초 상면의 뒷채움 높이} = 5.800 \text{ m}$
 $\Sigma V_i : \text{뒷채움 연직하중} = 219.880 \text{ kN}$
 $X_{뒷채움} = 4.301 \text{ m}$
 $P_i : \text{지표면의 상재하중} = 13.500 \text{ kN}$
 $X_{상재} : \text{상재하중 작용위치} = 4.525 \text{ m}$

④ 단면력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
기초자중에 의한 단면력	$M_{기초} = H \times a \times y_c \times a/2$ $V_{기초} = H \times b \times y_c$	33 kN-m 56 kN
뒷채움재에 의한 단면력	$M_{상재} = \Sigma V_i \times (X_{뒷채움} - (B - a))$ $V_{상재} = H_{상면} \times b \times y_c$	209 kN-m 192 kN
상재하중에 의한 단면력	$M_{상재} = P_i \times (X_{상재} - (B - a))$ $V_{상재} = q \times b$	16 kN-m 18 kN
말뚝에 의한 단면력	$M_{지반} = qa \times a^2/2 + (q_{max} - qa)/2 \times a^2 \times 2/3$ $V_{지반} = qb \times b + (q_{max} - qb)/2 \times b$	848 kN-m 707 kN
계수 단면력	$M_u = M_{말뚝} - M_{뒷채움} - M_{기초} - M_{상재}$ $V_u = V_{말뚝} - V_{뒷채움} - V_{기초} - V_{상재}$	590 kN-m 441 kN

⑤ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\Phi M_n = 5075 \geq 590$	O.K
전단	$\Phi V_n = 9148 \geq 441$	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)

$f_{ck} = 24 \text{ Mpa}$ $f_y = 300 \text{ Mpa}$
 $b = 10670 \text{ mm}$ $d = 1050 \text{ mm}$
 $\Phi f = 1.000$ $\Phi v = 1.000$

- 휨 검토 1단 : D 16 - 82 ea

$A_s = 16285 \text{ mm}^2$
 $a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 22.4 \text{ mm}$

- 전단 검토

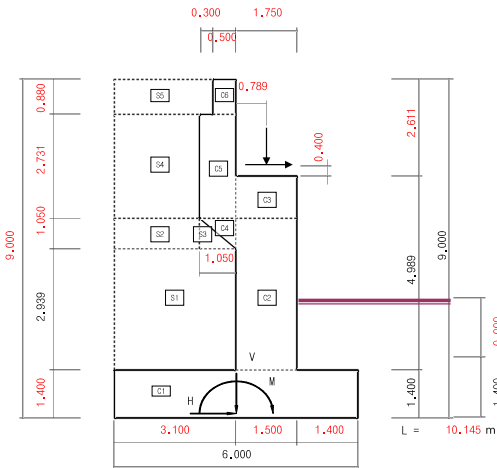
$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 9148 \text{ kN}$

3) 결과 요약

구 분		보유성능	소요성능	S.F	판정	
안전성 검토	수평변위	15.000	0.550	27.262	O.K	
	연직 압축지지력	14804	101	146.614	O.K	
	연직 인발지지력	464	79	5.863	O.K	
말뚝 응력 검토	휨인장응력	210.000	0.000	-	O.K	
	휨압축응력	210.000	21.459	9.786	O.K	
	휨전단응력	120.000	2.460	48.788	O.K	
단면 검토	벽체	휨	5075	367	13.823	O.K
		전단	9148	671	13.637	O.K
	압굽	휨	5075	367	13.823	O.K
		전단	9148	671	13.637	O.K
	뒷굽	휨	5075	590	8.603	O.K
		전단	9148	441	20.729	O.K

12. 기초부 평가(교대평가)

1) 교대 구제 하중산정



구분	체적	단위중량		수직력	수평지진계수	수평력	팔길이		모멘트	
		A	γ	W		H	x	y	Mx	My
구	C1	8,400	25.00	210,000	0.077	16,170	3,000	0,700	630,000	11,319
	C2	5,984	25.00	149,588	0.077	11,518	2,150	3,395	321,61	39,099
	C3	1,750	25.00	43,750	0.077	3,369	2,275	5,889	99,53	19,839
	C4	0,551	25.00	13,781	0.077	1,061	3,250	5,039	44,789	5,347
	C5	2,185	25.00	54,620	0.077	4,206	3,550	6,755	193,901	28,408
	C6	0,440	25.00	11,000	0.077	0,847	1,650	8,560	18,150	7,250
뒷	소계	19,310		482,739		37,171			1307,984	111,261
	S1	9,111	20.00	182,218	0.077	14,031	4,450	2,870	810,870	40,261
	S2	2,153	20.00	43,050	0.077	3,315	4,975	4,864	214,174	16,123
	S3	0,551	20.00	11,025	0.077	0,849	3,600	4,689	39,690	3,981
	S4	5,599	20.00	111,971	0.077	8,622	4,975	6,755	557,056	58,236
	S5	2,068	20.00	41,360	0.077	3,185	4,825	8,560	199,562	27,261
를	소계	19,481		389,624		30,001			1821,352	145,862
	총 계			872,363		67,172			3129,336	257,123

※ 수평력(지진시 관성력) H = K_h×V_i (수평지진계수, K_h = 0.5A = 0.5 × 0.154 = 0.077)

2) 지반조건

구 분		단 위	내 용	비 고
뒷채움재	단위중량 (γ _t)	kN/m ³	20.0	
	내부마찰각 (φ _t)	°	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 × 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)	1120	1006					
구 분	SH8	SH9	SH10	SH11	SH12	SH13	SH14
반력(kN)							
구 분	SH15	SH16	SH17	SH18	SH19	SH20	SH21
반력(kN)							
구 분	SH22	SH23	SH24	SH25	SH26	SH27	SH28
반력(kN)							

4) 토압 산정

① 지진시 주동토압계수 산정 (Mononobe-Okabe)

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta + \beta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta - \beta)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(\phi - \beta)}} \right]^2} = 0.314$$

φ : 뒷채움층의 내부마찰각 = 35.00 °
β : 벽배면과 연직면이 이루는 각 = 0.00 °
δ : 벽배면과 흙 사이의 벽면 마찰각 = 0.00 °
(: 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}	안정점토시 = 1/2×γ _t ×H ² ×K _{AE} = 1/2×20×9×0.314	254.178 kN
	단면점토시 = 1/2×γ ₁ ×H ² ×K _{AE} = 1/2×20×7.6×0.314	181.25088 kN

H(안정점토) = 9.000 m , 지진시 토압 작용높이 y = H/2 = 4.5 m
H(단면점토) = 7.600 m , 지진시 토압 작용높이 y = H/2 = 3.8 m
※ 안정점토시 H는 기초하면을 기준으로, 단면점토시 H는 기초 상면을 기준으로 한다

③ 뒷채움 지표면의 상재하중 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
P _i	= 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)) = 2126÷(10.145 / Sin(90-0))	210 kN/m

R = 교대상부 고정하중에 의한 연직반력의 총 합 = 2126 kN
B_{abut} = 교대 총 폭 = 10.145 m
θ = 교량의 경사각 = 0 °

⑤ 고정단 하부구조에 작용하는 관성력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
F _M	= F1+F2	31.5 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) = 31.500 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
교대구제	482.739	37.171	-	-	1307.984
뒷채움재	389.624	30.001	-	-	1821.352
배면토압	-	254.178	-	4.500	-
연직반력	210.000	-	2.361	-	495.810
관성력	-	31.500	-	6.389	-
하중조합	1082.363	352.850	-	-	3625.146

2) 말뚝 제원

말뚝종류	직경(mm)	두께(mm)	부식(mm)	길이(m)
강관말뚝	508.0	12.0	2	13.941

3) 안정성 검토

(a) 말뚝의 허용연직지지력 산정

① 말뚝의 허용연직압축지지력(Ra)

구 분	계 산 과 정	결 과
Ra	말뚝재료(구조물기초기준), Q _p	28376 kN
	N값 이용 지지력(구조물기초기준), R _u /n	1574 kN
	평균값	14975 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)

말 뚝 종 류	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(구조물기준 설계기준 해설, 2018)

$$\begin{aligned} R_a &: \text{말뚝의 허용연직압축지지력} \\ \gamma &: \text{극한지지력 추정법의 상위에 의한 안전율의 보정계수 } (\gamma = 1.0) \\ n &: \text{안전율 (지지말뚝의 경우 지진시 ; } n = 2) \\ R_u &: \text{지반조건에 따라 결정되는 말뚝의 극한지지력} \\ R_u &= q_d + U \times \sum(l_i \cdot f_i) &= & 3147 \quad \text{kN} \\ q_d &: \text{말뚝 선단 지반의 극한지지력} \\ q_d &= 200 \times N \times A_p &= & 1216 \quad \text{kN} \\ A &: \text{말뚝의 선단면적} \\ A &= \pi \times D^2 &= & 0.203 \quad \text{m}^2 \\ U &: \text{말뚝의 둘레길이} &= & 1.596 \quad \text{m} \\ l_i &: \text{주면마찰력을 고려하는 층의 두께} \\ f_i &: \text{주면마찰력을 고려하는 층의 최대 주면마찰력} \end{aligned}$$

지 층	li (m)	N	fi (kN/m ²)	li·fi (kN/m)
사질토	4.600	30	60	276.00
자갈층	5.900	50	100	590.00
층화암	3.441	50	100	344.10
Σ(li·fi) =				1210.10

② 말뚝의 허용연직인발지지력(Pa)

구 분	계 산 과 정	결 과
Pa	1/n×Pu + W	714 kN

Pa : 말뚝의 허용연직인발지지력

n : 안전율 (지진시 ; n = 3)

Pu : 말뚝의 극한인발력

$$P_u = U \times \sum(l_i \cdot f_i) = 1931 \quad \text{kN}$$

W : 말뚝의 유효중량

$$= 71 \quad \text{kN}$$

(b) 말뚝의 스프링정수 산정

① 말뚝의 축방향 스프링정수(Kv)

구 분	계 산 과 정	결 과
Kv	a×Ap×Ep/L	246524 kN/m

$$a = 0.014 \times (L/D) + 0.72 = 1.107$$

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

$$A_p : \text{말뚝의 순단면적} = 15519 \quad \text{mm}^2$$

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

$$L : \text{말뚝 길이} = 13941 \quad \text{mm}$$

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

구 분	계 산 과 정	결 과
K1	4EIβ ³	107753 kN/m
K2	2EIβ ²	81927 kN/rad
K3	2EIβ ²	81927 kN-m/m
K4	2EIβ	124581 kN-m/rad

$$\begin{aligned} \beta &= \sqrt[4]{[(kh \times D)/(4 \times Ep \times Ip)]} &= & 0.6576 \quad \text{m}^{-1} \\ kh &= kh0 \times (BH/0.3)^{-1/4} &= & 139489 \quad \text{kN/m}^3 \\ kh0 &= 1/0.3 \times \alpha \times E_o \quad (\text{지진시 } \alpha=2) &= & 333333 \quad \text{kN/m}^3 \\ E_o &= 1000 \times N \quad (1/\beta \text{ 값에서의 } N \text{ 지}) &= & 50000 \quad \text{kN/m}^2 \end{aligned}$$

※ 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

$$\begin{aligned} BH &= \sqrt{(D/\beta)} \quad (\beta_{\text{실시 적용}}) &= & 0.9585 \quad \text{m} \\ \beta_{\text{실시}} &= \sqrt[2]{\sqrt{[(\alpha \times E_o)^3 \times D^3]/(0.3^2 \times 2^{16} \times (Ep \times Ip)^3)}} &= & 0.5530 \quad \text{m}^{-1} \\ E_p &: \text{말뚝의 탄성계수} &= & 200000 \quad \text{N/mm}^2 \\ I_p &: \text{말뚝의 단면 2차 모멘트} &= & 0.000474 \quad \text{m}^4 \end{aligned}$$

(c) 기초의 두께 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
βλ	0.404 < 1.000	강제취급

$$\begin{aligned} \beta &= \sqrt[4]{((3 \times k)/(E \times h^3))} &= & 0.289 \quad \text{m}^{-1} \\ k &= K_p = K_v \times (m \times n)/(B \times L) &= & 164349 \quad \text{kN/m}^3 \\ E &= 8,500 \sqrt[3]{f_{cu}} &= & 25811 \quad \text{Mpa} \\ \lambda &= \text{Max}[L_b] &= & 1.400 \quad \text{m} \\ h &= \text{직접기초의 두께} &= & 1.400 \quad \text{m} \end{aligned}$$

(d) 말뚝머리의 안정성 검토

① 우리말뚝 원점의 변위량(δ_o, δ_y, α) 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
교축	$A_{ox} \times \delta_o + A_{oy} \times \delta_y - A_{o\alpha} \times \alpha = V$	δ _o = 0.000610 m
	$A_{yx} \times \delta_o + A_{yy} \times \delta_y - A_{y\alpha} \times \alpha = H_{교축}$	δ _y = 0.000062 m
	$A_{ox} \times \delta_o + A_{oy} \times \delta_y - A_{o\alpha} \times \alpha = M_{교축}$	α= 0.000228 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_{ox}	$\sum (K_1 \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)$	2478319
A_{oy}	$\sum (K_y - K_1) \sin \theta_i \cos \theta_i$	0
$A_{o\alpha}$	$\sum \{(K_y - K_1) x_i \sin \theta_i \cos \theta_i - K_2 \cos \theta_i\}$	-1884316
A_{yx}	$\sum (K_y \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)$	5670044
A_{yy}	$\sum \{K_1 \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i\} x_i + K_2 \sin \theta_i$	0
$A_{\alpha x}$	$\sum \{K_1 \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i\} x_i^2 + (K_2 + K_3) x_i \sin \theta_i + K_4\}$	20910280

구 분	n	xi	A _{ox}	A _{oy} A _{yx}	A _{oα} A _{αx}	A _{yy}	A _{yα} A _{αy}	A _{αα}
1열	7	2.350	754271	0	-573487	1725666	0	10402056
2열	6	1.050	646518	0	-491561	1479142	0	2378241
3열	5	-0.250	538765	0	-409634	1232618	0	699944
4열	5	-2.350	538765	0	-409634	1232618	0	7430040

② 말뚝머리의 변위량 및 반력 산정

i) 교축방향

구 분	δ_{xi}	δ_{yi}	P_{xi}	P_{yi}	M_{xi}
1열	0.000610	0.000599	147.643	47.059	-21.555
2열	0.000610	0.000302	74.455	47.059	-21.555
3열	0.000610	0.000005	1.267	47.059	-21.555
4열	0.000610	-0.000474	-116.960	47.059	-21.555

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

$\delta_{yi} = \delta_{xi} \times \sin \theta_i + (\delta_y + \alpha \times x) \times \cos \theta_i$

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

$P_{yi} = K_1 \times \delta_{xi} - K_2 \times \alpha$

$M_{xi} = -K_3 \times \delta_{xi} + K_4 \times \alpha$

③ 말뚝머리의 변위량과 지지력에 대한 안정성 검토

구 분	보유성능	소요성능	S.F	판정
교축	수평변위(mm)	15.000	0.610	O.K
	연직압축지지력(kN)	14975	148	O.K
	연직안발지지력(kN)	714	117	O.K

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

경우에는 $\delta_a = 15\text{mm}$ 를 사용한다.

(e) 말뚝본체의 안정성 검토

i) 교축방향

① 말뚝의 변위 및 부재력

구 분	깊이 x(m)	변위 y(mm)	모멘트, M(kN-m)		전단력 S(kN)
			말뚝머리 고정	말뚝머리 힌지	
1	0.000	1.136564	-21.555	0.000	-47.059
2	1.394	0.192964	-34.788	-22.706	12.481
3	2.788	-0.087801	-13.478	-11.046	13.594
4	4.182	-0.073556	-0.996	-1.744	4.618
5	5.576	-0.021747	1.670	0.917	0.074
6	6.971	0.001178	0.972	0.725	-0.702
7	8.365	0.004049	0.206	0.206	-0.353
8	9.759	0.001781	-0.055	-0.016	-0.060
9	11.153	0.000219	-0.060	-0.041	0.027
10	12.547	-0.000178	-0.020	-0.017	0.023
11	13.941	-0.000122	0.000	-0.002	0.007

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

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

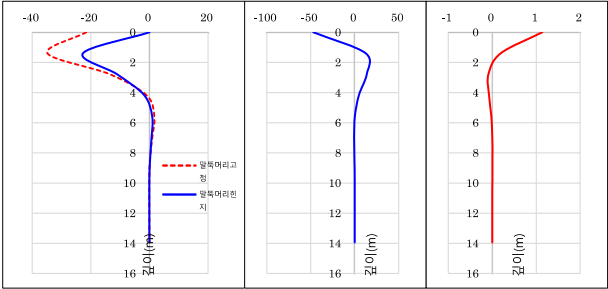
$M_{힌지} = -(P_{xi}/\beta) \times e^{-\beta x} \times \sin(\beta x)$

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

$P_{xi} = 47.059 \text{ kN}$

$\beta = 0.658 \text{ m}^{-1}$

$ho = M_{hi} / P_{xi} = 458.036 \text{ mm}$



② 말뚝의 응력 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
말뚝머리 고정	$I_{eff} = 1/\beta \times \tan^{-1}[1/(1 + 2 \times \beta \times ho)]$	848 mm
	$M_{eff} = -(P_{xi}/2\beta) \times \sqrt{[(1 + 2 \times \beta \times ho)^2 + 1]} \times e^{-\beta \times I_{eff}}$	-38.685 kN-m
말뚝머리 힌지	$I_{eff} = \pi/(4 \times \beta)$	1194 mm
	$M_{eff} = -0.3224 \times (P_{xi}/\beta)$	-23.071 kN-m
최대 부재력	$M_{max} = \max[M_{고정} , M_{힌지} , M_{eff} , M_{eff}]$	38.685 kN-m
	$S_{max} = S $	47.059 kN
말뚝 응력 검토	$f_t = 0.000 \leq 210.000$	O.K
	$f_c = 30.260 \leq 210.000$	O.K
	$f_t = 3.032 \leq 120.000$	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

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

f_{ca} : 말뚝의 허용 휨인장응력 = 210.000 Mpa

f_c : 말뚝의 최대 압축응력

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

f_{ca} : 말뚝의 허용 휨압축응력 = 210.000 Mpa

f_t : 말뚝의 최대 전단응력

$f_t = S_{max}/A_p$

f_{ca} : 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	181.251	181.251	3.800	688.753
교대구체	37.171 kN	37.171	1.898	70.541
관성력	31.500	31.500	4.989	157.154
단면력		249.922		916.448

여기서, 지진시 하중계수 : $\phi = 1.0$

교대구체 수평력, H_i = 교대 기초부를 제외한 수평력 = 37.171 kN

$M_o = \sum_{i=1}^6 ((H_i \times (Y_i - \frac{D}{2} \times \phi))) = 70.541146 \text{ kN-m}$

$Y = M_o / H_o = 1.898\text{m}$

② 단면력 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\phi M_n = 5830 \geq 916$	O.K
전단	$\phi V_n = 10354 \geq 250$	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)

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

$b = 10145 \text{ mm}$, $d = 1250 \text{ mm}$

$\phi f = 1.000$, $\phi v = 1.000$

- 휨 검토 1단 : D 16 - 79 ea

$A_s = 15689 \text{ mm}^2$

$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 22.7 \text{ mm}$

- 전단 검토

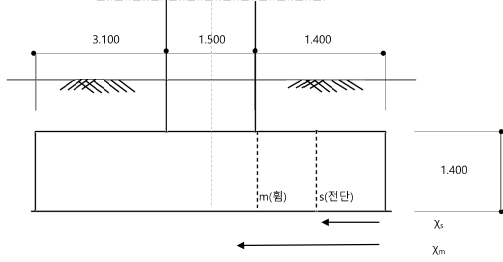
$\phi V_c = \phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 10354 \text{ kN}$

(b) 압급의 단면검토

① 위험단면 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$X_m =$	1.400 m
전단	$X_s =$ 1.400 - 1.250/2	0.775 m

② 위험단면 산정



③ 말뚝의 반력

구 분	계 산 과 정		결 과
	P_{Hi}	$\times$ n	
R1	147.643	$\times$ 7	1033 kN
R2		$\times$	
R3		$\times$	
R4		$\times$	
R5		$\times$	

④ 단면력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
기초자중에 의한 단면력	$M_{기초} = H \times a \times y_L \times a/2$ $V_{기초} = H \times b \times y_L$	34 kN-m 49 kN
말뚝에 의한 단면력	$M_{상재} = qa \times a^2/2 + (q_{max} - qa)/2 \times a^2 \times 2/3$ $V_{상재} = qb \times b + (q_{max} - qb)/2 \times b$	775 kN-m 1033 kN
기초의 단면력	$M_u = M_{말뚝} - M_{기초}$ $V_u = V_{말뚝} - V_{기초}$	741 kN-m 984 kN

⑤ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\Phi M_n =$ 5830 $\geq$ 741	O.K
전단	$\Phi V_n =$ 10354 $\geq$ 984	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
 $b = 10145$ mm $d = 1250$ mm
 $\Phi = 1.000$ $\Phi_v = 1.000$

- 휨 검토 1단 : D 16 - 79 ea $A_s = 15689$ mm²
 $a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 22.7$ mm

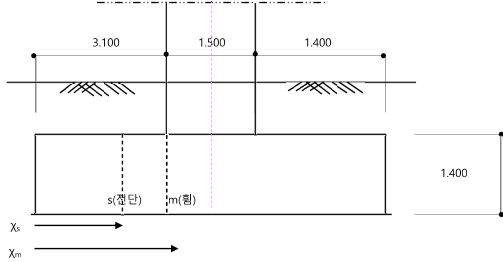
- 전단 검토 $\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 10354$ kN

(C) 뒷급의 단면검토

① 위험단면 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$X_m =$	3.100 m
전단	$X_s =$ 3.100 - 1.250/2	2.475 m

② 위험단면 산정



③ 말뚝의 반력

구 분	계 산 과 정		결 과
	P_{Hi}	$\times$ n	
R1	147.643	$\times$ 7	1033 kN
R2	74.455	$\times$ 6	447 kN
R3		$\times$	
R4		$\times$	
R5		$\times$	

H_{wall} : 기초 상면의 뒷채움 높이 = 7.600 m
 ΣV_i : 뒷채움 연직하중 = 389.624 kN
 $X_{뒷채움}$ = 4.646 m
 P_1 : 지표면의 상재하중 = 26.000 kN
 $X_{상재}$: 상재하중 작용위치 = 4.700 m

④ 단면력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
기초자중에 의한 단면력	$M_{기초} = H \times a \times y_L \times a/2$ $V_{기초} = H \times b \times y_L$	76 kN-m 109 kN
뒷채움재에 의한 단면력	$M_{상재} = \Sigma V_i \times (X_{뒷채움} - (B - a))$ $V_{상재} = H_{wall} \times b \times y_L$	680 kN-m 470 kN
상재하중에 의한 단면력	$M_{상재} = P_1 \times (X_{상재} - (B - a))$ $V_{상재} = q \times b$	47 kN-m 64 kN
말뚝에 의한 단면력	$M_{상재} = qa \times a^2/2 + (q_{max} - qa)/2 \times a^2 \times 2/3$ $V_{상재} = qb \times b + (q_{max} - qb)/2 \times b$	3046 kN-m 1480 kN
계수 단면력	$M_u = M_{말뚝} - M_{뒷채움} - M_{기초} - M_{상재}$ $V_u = V_{말뚝} - V_{뒷채움} - V_{기초} - M_{상재}$	2243 kN-m 837 kN

⑤ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\Phi M_n =$ 5830 $\geq$ 2243	O.K
전단	$\Phi V_n =$ 10354 $\geq$ 837	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
 $b = 10145$ mm $d = 1250$ mm
 $\Phi = 1.000$ $\Phi_v = 1.000$

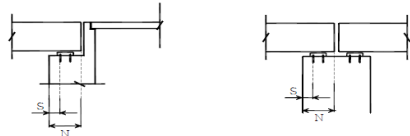
- 휨 검토 1단 : D 16 - 79 ea $A_s = 15689$ mm²
 $a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 22.7$ mm

- 전단 검토 $\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 10354$ kN

3) 결과 요약

구 분		보유성능	소요성능	S.F	판정	
안전성 검토	수평면위	15,000	0.610	24.575	O.K	
	연직 압축지지력	14975	148	101.425	O.K	
	연직 인발지지력	714	117	6.108	O.K	
말뚝 응력 검토	활인장응력	210,000	0.000	-	O.K	
	활압단응력	210,000	30.260	6.940	O.K	
	활전단응력	120,000	3.032	39.574	O.K	
단면 검토	벽체	활	5830	741	7.870	O.K
		전단	10354	984	10.517	O.K
	압입	활	5830	741	7.870	O.K
		전단	10354	984	10.517	O.K
	릿검	활	5830	2243	2.599	O.K
		전단	10354	837	12.369	O.K

13. 지지길이평가



13.1 교대 1

1) 보유성능 : 교각의 받침지지길이 N_c

- $N_C = 1320.00 \text{ mm}$

2) 소요성능 N_D

$$\bullet N_D = \text{MAX}[\text{응답변위}, N_{\min}] = \text{MAX} [23.17 , 883.89]$$

$$= 883.89 \text{ mm}$$

$$\bullet N_{\min} = (200 + 1.67L + 6.66H) \cdot (1 + 0.000125\theta^2) = 883.89 \text{ mm}$$

L = 375.00 m (연속경간장)

$$H = 8.655 \text{ m (총 교각 유효높이 평균길이)}$$

$\theta = 0$ ° (사각)

3) 평가

$$\bullet \frac{N_c}{N_D} = \frac{1320}{884} = 1.490 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K.}$$

교량명 : 죽산1교

지반 종류	지반층위의 표칭	분류기준	
		기반면 깊이, H(m)	토질물과 잔존속도
S1	일반 지반	1 미만	-
S2	알고 단단한 지반	1~20 미터	260 미터
S3	알고 연약한 지반		260 미터
S4	알고 단단한 지반		180 미터
S5	알고 연약한 지반		180 미터
S6	부지 고유의 특성상 20 미터층을 넘어서 필요할 지반		

종류	누적 (m)	깊이(D(m)	N치	Vs (m/s)		O / Vs	
				Sun et al.(2013)		Sun et al.(2013)	
				All Soil		All Soil	
사실토	1.5	1.5	19	170.9	187.6	0.0088	0.0090
사실토	3.0	1.5	3	116.4	102.6	0.0129	0.0146
사실토	4.5	1.5	15	194.6	197.6	0.0077	0.0076
사실토	6.0	1.5	9	165.3	160.5	0.0091	0.0093
사실토	7.5	1.5	14	190.3	192.2	0.0079	0.0078
사실토	9.0	1.5	19	209.8	217.6	0.0071	0.0068
사실토	10.5	1.5	250	477.3	621.1	0.0031	0.0024
사실토	12.0	1.5	79	330.5	386.5	0.0045	0.0039
사실토	13.5	1.5	83	336.2	397.1	0.0045	0.0038
사실토	15.0	1.5	125	382.6	468.4	0.0039	0.0032
중회암	16.5	1.5	300	1171.2	688.9	0.0013	0.0022
중회암	18.0	1.5	300	1171.2	688.9	0.0013	0.0022
중회암	19.5	1.5	300	1171.2	688.9	0.0013	0.0022
중회암	21.0	1.5	300	1171.2	688.9	0.0013	0.0022
합 계		21.0				0.0747	0.0774
평균 전단 속력(m/s)						281.3	271.2
자반주간						S4	S4
						S4	

시추주상도

조사명	두고리-죽산 도로건설공사		업종	국토교통부 서울지방국토관리청		시추번호	8R-35			
위치			표고 (m)	X : 238668.4235 Y : 4981158.2209 기준: 미림		표고 (m)	87.96			
시추완료일	2002-06-30		굴착심도 (M, cm)	23		캐이싱심도 (cm)	0			
사용설비	OP-300		시추방법	시추자		박익선	조사자	박익선		
상표 (-m)	표고 (m)	층수	지반명	원상관찰기록		코어 시추 수비 (%)	시료 번호 채취방법	심도 시료형태	cm/sec BLOWS /cm	부수계수
			색소							표준관입시험
			80%~100%	· 미합층 · 광역 및 자갈산인 실토질 모래, 매우노슨-보통조립, 중풍			D5	2	3/30 15/30 9/30 16/30 18/30 50/e 50/19 50/18 50/12 50/4 50/2 50/2 80/1	
4.6	89.36	-18.40	원상관찰 기록	· 중회토층 · 실토질 모래 내지 중립 모래, 느슨, 포화 내지 중풍			D5	6.5		
7.2	80.76	7.20	원상관찰 유입액	· 중회토층 · 자갈산인 모래, 보통조립-매우조립, 포화			D5	9.5		
10.5	77.46	3.30	80%~100%	· 중회토층 · 실토질 세립 내지 중립 모래, 매우조립, 중풍			D5	12.5		
15.3	72.66	4.00								

[시료 형태]

☒ 자연시료
UNDISTURBED

[채취 방법]

☒ 캐이싱을 통한 채취
D/C : 미리몰로어 채취

변태

☒ 혼란된 시료
DISTURBED SAMPLE

☒ 원상관찰 채취
TC : 프리콜로어 채취

☒ 코어시료
CORE SAMPLE

☒ 상부코어 채취
SC : 상부코어 채취

죽산1교

- 교량명 : 죽산1교
- 보링 위치 : A2
- 지반 등급 : S4
- 지하수위 : 5.2m
- 지반정보

구간	토질명	심도 (m)	두께 (m)	신축 N 치	γ_t (kN/m ³)	지층별 전단응력(kPa)	α_v (kN/m ³)	α_h (kN/m ³)	α_v/α_h	예비 평가 결과
1	사질토	0.75	1.50	10	19	6.085	14.3	14.250	1.00	생략
2	사질토	2.25	1.50	3	19	16.922	42.8	42.750	1.00	생략
3	사질토	3.75	1.50	15	19	22.551	71.3	71.250	1.00	생략
4	사질토	5.25	1.50	9	19	27.652	99.8	99.260	1.00	대상
5	사질토	6.75	1.50	14	19	31.906	128.3	113.045	1.13	대상
6	사질토	8.25	1.50	19	19	34.811	156.8	126.830	1.24	대상
7	사질토	9.75	1.50	250	19	36.355	185.3	140.615	1.32	생략
8	사질토	11.25	1.50	79	19	38.737	213.8	154.400	1.38	생략
9	사질토	12.75	1.50	83	19	40.774	242.3	168.185	1.44	생략
10	사질토	14.25	1.50	125	19	42.878	270.8	181.970	1.49	생략
11	풍화암	15.75	1.50	300	19	44.820	299.3	195.755	1.53	생략
12	풍화암	17.25	1.50	300	19	47.200	327.8	209.540	1.56	생략
13	풍화암	18.75	1.50	300	19	49.908	356.3	223.325	1.60	생략
14	풍화암	20.25	1.50	300	19	52.878	384.8	237.110	1.62	생략

○ 액상화 판정

[illegible]